

**IMPLEMENTACIÓN DE MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS
INELÁSTICOS PARA LA SIMULACION DEL COMPORTAMIENTO DE
MUROS DE CONCRETO REFORZADO**

POR:

RAÚL A. DAZA. R

**TESIS PRESENTADA COMO REQUISITO PARCIAL PARA OPTAR POR
EL TÍTULO DE:
MAGISTER EN INGENIERÍA CIVIL**

DIRIGIDA POR:

CARLOS A. ARTETA

**DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
DIVISIÓN DE INGENIERÍA**



**UNIVERSIDAD DEL NORTE,
BARRANQUILLA
NOVIEMBRE DEL 2017**

Dedicado principalmente a Dios, artífice de todo.

A mis padres y en especial a mi hermano
Manuel, gracias por tu paciencia, apoyo y comprensión.

Agradecimientos

A Dios, por brindarme suficiente sabiduría y paciencia para superar cada obstáculo en el camino.

Al profesor Carlos Arteta, por su acompañamiento durante la investigación y mi proceso de formación.

A mis padres Raúl y Gloria, les agradezco tanto su comprensión y su apoyo en todos los momentos de la vida.

A mis colegas Lina y Lisandro, por sus invaluable consejos y puntos de vistas durante el desarrollo de esta investigación.

Al profesor Andrés Guzmán y a todos mis compañeros de maestría que aportaron en mi proceso de formación.

Documento de Tesis

Resumen

Esta investigación está enfocada en muros delgados de concreto reforzado. Sus ventajas económicas y constructivas los han convertido en uno de los sistemas estructurales más atractivos, especialmente en edificaciones de uso residencial. A pesar de la masificación de este sistema, en Colombia no se ha podido observar el comportamiento en campo de estos sistemas estructurales bajo acciones sísmicas. Sin embargo, experiencias reportadas en informes de terremotos ocurridos en países con zonas de alta amenaza sísmica, como Chile y Nueva Zelanda, han identificado fallas frágiles concentradas en los elementos de borde e inestabilidad lateral fuera del plano en muros delgados. Estos modos de falla que previamente era visto solo en pruebas de laboratorio, hoy en día es observado en estos eventos sísmicos. En Colombia no existen investigaciones suficientes que permitan anticipar con precisión el comportamiento sísmico de estos elementos bajo demanda sísmica, condiciones de carga y geometría típica de estos muros que actualmente están contruidos en el país. Por medio de un modelo de elementos finitos desarrollado en el software DIANA, es posible investigar el pandeo de los elementos de borde y de las barras del refuerzo longitudinal mediante elementos que permiten deformaciones fuera del plano. Los resultados sugieren que la técnica de elementos finitos para muros de concreto reforzado calibrado con estudios encontrados en la literatura indican resultados con precisiones razonables, capaces de ser extrapolados a estudios paramétricos de variación del refuerzo y el espesor. Los resultados de las modelaciones determinan los parámetros a intervenir para evitar la inestabilidad fuera del plano como modo de falla y el efecto que existe entre las deformaciones unitarias verticales en el elemento de borde.

Abstract

This research is focused on thin walls of reinforced concrete. Their economic and constructive advantages have made them one of the most attractive structural systems, especially in buildings for residential use. Despite the massification of this system, in Colombia it has not been possible to observe the behavior in the field of these structural systems under seismic actions. However, experiences reported in earthquake reports in countries with high seismic hazard zones, such as Chile and New Zealand, have identified fragile faults concentrated in the boundary elements and lateral instability out of plane in thin walls. These failure modes, previously seen only in laboratory tests, are now observed in these seismic events. In Colombia there is not enough research to accurately predict the seismic behavior of these elements under seismic demand, loading conditions and typical geometry of these walls that are currently built in the country. Through a finite element model developed in the DIANA software, it is possible to investigate the buckling of the edge elements and longitudinal reinforcement bars by means of elements that allow deformations outside the plane. The results suggest that the finite element technique for reinforced concrete walls calibrated with studies found in the literature indicate results with reasonable precision, capable of being extrapolated to parametric studies of reinforcement variation and thickness. The results of the modeling determine the parameters to be intervened to avoid the instability out of the plane as a failure mode and the effect that exists between the vertical unit deformations in the boundary element.

Contenido

1	INTRODUCCIÓN	15
2	ESTADO DEL ARTE	18
3	MARCO TEÓRICO	26
3.1	Teoría Modificada del Campo de Compresiones (MCFT)	26
3.1.1	Descripción	26
3.1.2	Compatibilidad	27
3.1.3	Equilibrio	28
3.1.4	Relaciones de esfuerzo-deformación	30
3.1.5	Desarrollo experimental	31
3.1.6	Principales aportes	32
3.2	Comportamiento en Compresión del Concreto	36
3.3	Modelo Parabólico del Concreto	39
3.4	Descripción del Comportamiento a Tensión del Concreto	42
3.5	Modelos a Tensión del Concreto Implementados	44
3.6	Enfoque de los Modelos de Agrietamiento Distribuido (Smeared-Crack Approach)	47
3.7	Acero de Refuerzo	54
3.7.1	Comportamiento monotónico del acero	54
3.7.2	Comportamiento cíclico del acero	55
3.7.3	Modelo Menegotto & Pinto	56
3.7.4	Modelo de Pandeo Inelástico de Monti & Nuti	58
3.8	Tipos de Elementos Finitos	60
3.9	Inestabilidad Lateral Fuera del Plano de Columnas Esbeltas	63
4	CALIBRACIÓN DE MODELOS INELÁSTICOS DE ELEMENTOS FINITOS PARA LA SIMULACIÓN DE LA RESPUESTA EN EL PLANO DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO ...	67

4.1	Calibración del Modelo RW2.....	67
4.1.1	Descripción del Espécimen RW2.....	67
4.1.2	Descripción del Modelo de Elementos Finitos RW2.....	70
4.1.3	Materiales y Parámetros	71
4.1.4	Análisis de Resultados.....	73
4.2	Calibración del Modelo RW-A15	77
4.2.1	Descripción del Espécimen RW-A15	77
4.2.2	Descripción del modelo de elementos finitos RW-A15.....	79
4.2.3	Materiales y parámetros.....	80
4.2.4	Análisis de resultados	82
5	MODELACIÓN DE ESPECÍMENES 3D CON PANDEO FUERA DEL PLANO	87
5.1	Motivación: Modelaciones con Especímenes Columnares	87
5.2	Modelaciones en Muros Esbeltos	99
5.2.1	Descripción del Espécimen TW1	99
5.2.2	Descripción del Modelo TW1	101
5.3	Comportamiento del modelo numérico y análisis paramétrico.....	105
5.4	Análisis Paramétrico	114
6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES A INVESTIGACIONES A FUTURO	121
7	REFERENCIAS	124

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1. Elementos tipo paneles del MVLEM (Orakcal & Wallace, 2002)	18
Figura 2-2. Elementos tipo paneles del MVLEM. Adaptado de Orakcal & Wallace, (2002).	19
Figura 2-3. Elementos tipo paneles para macromodelaciones modificados (Koložvari et al., 2012)..	20
Figura 2-4. Comparativa patrón de agrietamiento experimental y modelado para dos muros (Koložvari et al., 2012).....	20
Figura 2-5. Comparativa de relación cortante basa vs deformación por distintas metodologías. Adaptado de Saghaeian & Nategui, (2014).....	22
Figura 3-1. A la izquierda, elemento rectangular sometido a fuerzas axiales y cortantes. A la derecha, elemento deformado (Frank Vecchio & Collins, 1986).	27
Figura 3-2. Esquema de deformaciones principales en un elemento de concreto (Frank Vecchio & Collins, 1986).	28
Figura 3-3. En a), fuerzas actuantes en dirección x de un elemento, en el centro esfuerzos promedios y b), esfuerzos principales en el concreto (Frank Vecchio & Collins, 1986).	30
Figura 3-4. Relación esfuerzo-deformación bilineal del acero de refuerzo (Frank Vecchio & Collins, 1986).	30
Figura 3-5. Modelos constitutivos considerados para la formulación teórica de la MCFT. Adaptado de F. Vecchio & Collins, (1988).	31
Figura 3-6. Marcos para falla de especímenes de la MCFT (Frank Vecchio & Collins, 1986).	32
Figura 3-7. Respuesta del concreto sometido a deformaciones bidireccionales (Frank Vecchio & Collins, 1986).	34
Figura 3-8. Modelos de ablandamiento del concreto, A) en 1982 y B) en 1986 (F. J. Vecchio & Collins, 1993).	35
Figura 3-9. Comportamiento general del concreto en compresión. Adaptado de Vonk, (1992).	37
Figura 3-10. Relación de la resistencia a compresión y su nivel de agrietamiento. Adaptado de Hsu et al., (1963).	37
Figura 3-11. Comportamiento monotónico y cíclico del concreto (Bahn & Hsu, 1998).	39
Figura 3-12. Curva de resistencia a compresión del modelo Parabólico (TNO DIANA, 2017).	40

Figura 3-13. Comparación del modelo de Mander (Mander, Priestley, & Park, 1988) y el modelo Parabólico (Feenstra, 1993).	42
Figura 3-14. Distribución de esfuerzos acorde el modelo de grieta ficticia. Adaptado de (Hordijk, 1991)	43
Figura 3-15. Relación esquemática de esfuerzo-deformación axial en un elemento de concreto. Adaptado de Hordijk, (1991).	43
Figura 3-16. Deformaciones totales ε_{nn} del concreto ε_{co} y de las grietas ε_{cr} en la zona de fractura (Rots, Nauta, Kusters, & Blaauwendraad, 1985).	44
Figura 3-17. Curva esfuerzo-deformación a tensión bajo carga monotónica y cíclica. Adaptado de Lowes, (1999).	44
Figura 3-18. Curva de resistencia a tensión del modelo de Hordijk (TNO DIANA, 2017).	45
Figura 3-19. Curva de resistencia a tensión del modelo de ablandamiento Lineal. Adaptado de TNO DIANA, (2017).	46
Figura 3-20. Comparación de modelos de ablandamiento por tensión en el concreto	47
Figura 3-21. Aproximaciones de la propagación de la grieta, a) sin remallado, b) con remallado (Cervera & Chiumenti, 2006).	48
Figura 3-22. Esfuerzos y desplazamientos relativos en las grietas (Rots et al., 1985).	50
Figura 3-23. Comparativa de energía de fractura en modelos discretos y de agrietamiento distribuidos (Rots et al., 1985).	52
Figura 3-24. Ajuste del módulo de ablandamiento por deformaciones, linear o bilineal (Rots et al., 1985).	53
Figura 3-25. Curva esfuerzo-deformación para acero sometido a carga monotónica. Adaptado de Lowes, (1999).	55
Figura 3-26. Curva esfuerzo-deformación para acero sometido a cargas cíclicas (Lowes, 1999).	56
Figura 3-27. Modelo de Menegotto y Pinto para cargas cíclicas (Dhakal & Maekawa, 2002).	58
Figura 3-28. Definición de parámetros en la curva esfuerzo-deformación del acero en el modelo de Monti Nuti. Adaptado de Prota et al., (2017).	60
Figura 3-29. Elementos tipo Regular plane stress, fuerzas y deformaciones nodales (TNO DIANA, 2017).	61
Figura 3-30. Elementos tipo Curved Shell (TNO DIANA, 2017).	61

Figura 3-31. Grados de libertad disponibles en elementos tipo Curved Shell (TNO DIANA, 2017)...	62
Figura 3-32. Curved Shell tipo Q20SH (TNO DIANA, 2017).....	62
Figura 3-33. Esquema que lidera el fenómeno de deformación fuera del plano (Moehle, 2014).	63
Figura 3-34. Relación de esbeltez versus máxima deformación por tensión. Adaptado de Moehle (2014).	66
Figura 4-1. Protocolo de desplazamiento lateral en términos de deriva del espécimen RW2 (Thomsen & Wallace, 1995).....	68
Figura 4-2. Detallado y refuerzo del espécimen RW2 en la base (Thomsen & Wallace, 1995).	69
Figura 4-3. En a) exposición del acero de refuerzo en etapa constructiva y en b) configuración de instrumentos durante el ensayo cíclico, espécimen RW2 (Thomsen & Wallace, 1995).....	70
Figura 4-4. Modelo de elementos finitos para el muro RW2.	71
Figura 4-5. Curva histerética, muro RW2.....	73
Figura 4-6. Deformaciones Totales en direcciones x e y , respectivamente en el muro RW2.....	74
Figura 4-7. Patrón de agrietamiento de deformaciones normales en las grietas para derivas de a) 0.20%, b) 0.75%, c) 1.20%, d) 2.0% y e) 2.50%	75
Figura 4-8. Perfil de desplazamiento en altura del muro RW2.....	75
Figura 4-9. Perfil de deformaciones verticales en la base del muro RW2.....	76
Figura 4-10. Deformaciones unitarias del acero de refuerzo del muro RW2.....	77
Figura 4-11. Dimensiones y detallado refuerzo del espécimen RW-A15 (Anh Tran, 2012).	78
Figura 4-12. Protocolo de desplazamiento lateral en términos deriva del espécimen RW-A15 (Anh Tran, 2012).	79
Figura 4-13. Modelo de elementos finitos para el muro RW-A15.....	80
Figura 4-14. Curva histerética, muro RW-A15.	82
Figura 4-15. Deformaciones Totales en direcciones x e y , respectivamente en muro RW-A15.....	83
Figura 4-16. Patrón de agrietamiento de deformaciones normales en las grietas para de derivas de a) 0.20%, b) 0.75%, c) 1.20%, d) 2.0% y e) 2.5%.	84
Figura 4-17. Perfil de desplazamiento en altura del muro RW-A15.	84
Figura 4-18. Perfil de deformaciones verticales en la base del muro RW-A15.	85
Figura 4-19. Deformaciones unitarias del acero de refuerzo del muro RW-A15.	86

Figura 5-1. Proceso de abertura y cerramientos de grietas bajo amplios ciclos de tensión y compresión (Chai & Elayer, 2000).....	88
Figura 5-2. En a) Deformación axial nominal versus desplazamiento fuera del plano y en b) Deformación axial nominal contra carga axial (Chai & Elayer, 2000).	89
Figura 5-3. Configuración típica de refuerzo de especímenes columnares (Chai & Elayer, 2000). ...	90
Figura 5-4. Configuración experimental de especímenes columnares (Chai & Elayer, 2000).	91
Figura 5-5. Mallado del modelo 4WC3_1 en DIANA.	93
Figura 5-6. Deformación fuera del plano del modelo 4WC3_1.	94
Figura 5-7. En a) deformación fuera del plano normalizada versus deformación axial nominal y b) fuerza axial versus deformación axial nominal 4WC3_1.....	95
Figura 5-8. En a) deformación fuera del plano normalizada versus deformación axial nominal y b) fuerza axial versus deformación axial nominal 4WC4_2.....	96
Figura 5-9. En a) deformación fuera del plano normalizada versus deformación axial nominal y b) fuerza axial versus deformación axial nominal 5WC3_2.....	97
Figura 5-10. En a) deformación fuera del plano normalizada versus deformación axial nominal y b) fuerza axial versus deformación axial nominal 5WC4_3.....	97
Figura 5-11. Influencia de la cuantía de refuerzo y la relación de esbeltez en el pandeo lateral fuera del plano. Construido a partir de Chai & Elayer, (2000).	98
Figura 5-12. Geometría y detallado del refuerzo del espécimen TW1 (Angelica Rosso et al., 2015). 99	
Figura 5-13. Montaje experimental del espécimen TW1 (Angelica Rosso et al., 2015).	100
Figura 5-14. Protocolo de desplazamiento del espécimen TW1 (Angelica Rosso et al., 2015).	101
Figura 5-15. Esquema de integración en espesor para elementos cuadrados en DIANA.	102
Figura 5-16. En a) modelo del espécimen TW1 y en b) mallado del modelo y condiciones de frontera en DIANA.....	103
Figura 5-17. Esquema de variables de interés en el muro.....	106
Figura 5-18. En a) Relación entre el cortante basal y el desplazamiento, b) Relación entre desplazamientos horizontales y verticales, c) y d) Relación entre desplazamientos fuera del plano y desplazamientos horizontales y verticales respectivamente, para el muro TW1.	107
Figura 5-19. Comparación del perfil de deformación vertical en altura.	109

Figura 5-20. Respuesta del elemento de borde del espécimen TW1. En a) desplazamiento fuera del plano versus y deformación axial nominal y en b) fuerza axial contra deformación axial nominal...	110
Figura 5-21. Esquema de deformaciones y esfuerzos en los puntos de integración en espesor.....	111
Figura 5-22. Perfil de deformaciones unitarias en la sección sobre cada punto de integración.....	112
Figura 5-23. Relaciones de esfuerzo-deformación en cada punto de integración para toda la modelación.	113
Figura 5-24. Comparativa de la falla experimental versus numérica. En a) deformaciones totales en el concreto, en b) deformaciones unitarias en el acero y en c) falla experimental del muro. La imagen c) fue adaptada de Angelica Rosso et al., (2015)	114
Figura 5-25. En a) Relación entre el cortante basal y el desplazamiento, b) Relación entre desplazamientos horizontales y verticales, c) y d) Relación entre desplazamientos fuera del plano y desplazamiento horizontales y verticales respectivamente, TW1 con espesor $t_w = 100mm$	116
Figura 5-26. En a) Relación entre el cortante basal y el desplazamiento, b) Relación entre desplazamientos horizontales y verticales, c) y d) Relación entre desplazamientos fuera del plano y desplazamiento horizontales y verticales respectivamente, TW1 con espesor $t_w = 120mm$	117
Figura 5-27. En a) Relación entre el cortante basal y el desplazamiento, b) Relación entre desplazamientos horizontales y verticales, c) y d) Relación entre desplazamientos fuera del plano y desplazamiento horizontales y verticales respectivamente, TW1 con espesor $t_w = 150mm$	117
Figura 5-28. En a) Diagrama de dispersión con cuantías de falla vs espesor de muros.....	119
Figura 5-29. Superficie de falla y deformación unitaria versus cuantía de refuerzo.	120

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4-1. Propiedades mecánicas del acero, espécimen RW2, adaptado de Thomsen & Wallace, (1995).	69
Tabla 4-2. Propiedades y parámetros del concreto, espécimen RW2.	72
Tabla 4-3. Propiedades y parámetros cíclicos del acero de refuerzo, espécimen RW2.	72
Tabla 4-4. Propiedades y parámetros del concreto, espécimen RW-A15.....	81
Tabla 4-5. Propiedades y parámetros cíclicos del acero de refuerzo, espécimen RW-A15.....	81
Tabla 5-1. Propiedades y parámetros del concreto, espécimen columnares de Chai & Elayer, (2000).	92
Tabla 5-2. Propiedades y parámetros cíclicos del acero de refuerzo, espécimen columnares de Chai & Elayer, (2000).	93
Tabla 5-3. Propiedades y parámetros del panel lineal, espécimen TW1.	104
Tabla 5-4. Propiedades y parámetros del concreto, espécimen TW1.....	104
Tabla 5-5. Propiedades y parámetros cíclicos del acero de refuerzo para barras $\varnothing 6$, espécimen TW1.	104
Tabla 5-6. Propiedades y parámetros cíclicos del acero de refuerzo para barras $\varnothing 16$, espécimen TW1.	105

1 INTRODUCCIÓN

Los muros esbeltos de concreto reforzado se han convertido en una solución atractiva y factible para la demanda de edificaciones, orientadas principalmente a viviendas. Desde el punto de vista sísmico, los muros esbeltos diseñados adecuadamente han mostrado una adecuada rigidez y gran capacidad de resistencia y bajos niveles de deriva, por lo cual son considerados como un sistema resistente para cargas sísmicas y de viento (Massone & Wallace, 2004).

Actualmente los códigos de edificaciones presentan limitaciones y disposiciones técnicas en elementos estructurales para que puedan lograr un desempeño adecuado y seguro ante solicitaciones sísmicas. No obstante, un análisis inelástico permite examinar el comportamiento más real ante este tipo de demandas. La evaluación de la respuesta inelástica en muros delgados ha sido abordada desde un enfoque analítico, p. ej. Dasthi, Dhakal, & Pampanin, (2014a) y experimental p. ej. Angelica Rosso, Almeida, & Beyer, (2015). Analíticamente se pueden realizar macromodelaciones que describen la respuesta global de muros rectangulares con buena precisión y un costo computacional razonable. Por otro lado, las micromodelaciones están basadas en simulaciones con elementos finitos que permiten obtener una respuesta más detallada gracias al mallado y a la implementación de modelos de agrietamiento distribuido.

Para capturar la respuesta inelástica es fundamental la definición de modelos de materiales para el concreto y el acero. En el comportamiento del concreto debe ser considerado el efecto del agrietamiento y reducción de resistencia debido al ablandamiento. Las curvas de esfuerzo-deformación del concreto se han definido tanto para compresión como a tensión. Por otra parte, para el acero de refuerzo se han definido modelos cíclicos que permiten implementar protocolos de desplazamiento tales como los que implementados en ensayos de laboratorio.

Este documento de tesis fue elaborado con la intención de estudiar el comportamiento inelástico de muros delgados de concreto bajo demandas cíclicas. Para ello, se presentan resultados de análisis de modelaciones en 2D y 3D calibrados con datos experimentales previamente reportados.

Adicionalmente, se evalúa como la cuantía de refuerzo en el elemento de borde incide en el pandeo lateral fuera del plano como mecanismo de falla posible en muros con geometrías típicas presentes en edificaciones colombianas.

Objetivos

El objeto principal de esta investigación está dirigido en evaluar la respuesta inelástica de muros esbeltos de concreto reforzado mediante modelos de elementos finitos para la estimación de pandeo lateral fuera del plano. Dentro de los objetivos específicos, esta investigación aborda analizar lo siguiente:

- Modelar la relación fuerza-desplazamiento como una respuesta global para la evaluación de muros de concreto reforzado en un programa de elementos finitos inelásticos.
- Estudiar el comportamiento de muros de concreto reforzado mediante un modelo de agrietamiento distribuido.
- Evaluar la influencia de las deformaciones axiales de los elementos de borde en el fenómeno de pandeo lateral fuera del plano en muros delgados de concreto reforzado.

Alcance

Este documento de tesis pretende estudiar y evaluar la respuesta de muros esbeltos de concreto reforzado en el rango inelástico. Basados en distintas configuraciones geométricas de especímenes modelados en el software DIANA de elementos finitos, se analizan la incidencia de los resultados de modelaciones realizadas en 2D y 3D sobre la tipología de muros presentes en Colombia.

Organización

Abreviadamente, el presente documento se encuentra organizado en siete capítulos. El primer y segundo capítulo compete a la introducción y objetivos de la investigación, respectivamente. El tercer capítulo corresponde al estado del arte referente a modelaciones de muros de concreto reforzado

mediante macro- y micro-modelaciones. En el cuarto capítulo, se presentan las descripciones de especímenes y modelaciones 2D empleadas para el proceso de calibración del modelo de elementos finitos. El quinto capítulo contiene descripción de especímenes y resultados de las modelaciones 3D las cuales evaluaron el pandeo lateral fuera del plano del elemento de borde de un muro de concreto tipo “T”. Por último, el sexto capítulo presenta las conclusiones y recomendaciones a futuro desarrolladas en este trabajo.

Las modelaciones 2D presentadas en el capítulo 4 corresponde a calibraciones efectuadas a muros de concreto reforzado previamente ensayados experimentalmente. Tomando en consideración la geometría, protocolo de cargas y configuración del ensayo, los resultados de las modelaciones son comparados con datos experimentales donde se observan resultados con una precisión bastante adecuada. Los modelos presentados lograron capturar información global del comportamiento de los especímenes.

El alto grado de esbeltez comúnmente visto en el ámbito de la construcción ha despertado el interés en investigar el desarrollo del mecanismo de pandeo lateral fuera del plano. Debido a la ocurrencia de este modo de falla en los terremotos de Christchurch y Chile, en el capítulo 5 se estudia y discute si la tipología de muros actualmente construidos en Colombia puede verse susceptible a presentar este modo de falla.

2 ESTADO DEL ARTE

En la actualidad se ha despertado el interés de estudiar el comportamiento no lineal de las estructuras ante eventos sísmicos. El desarrollo tecnológico en los ordenadores, ha permitido implementar modelos analíticos que demandan altos requerimientos computacionales. Sin embargo, los enfoques de análisis también conllevan a limitaciones de los modelos para que solamente puedan ser evaluados bajo condiciones y suposiciones en las cuales se basa cada metodología.

Esencialmente, existen dos formas para modelación de muros de concreto reforzado: macromodelación y micromodelación. La primera se enfoca desde un punto de vista macroscópico, donde es posible obtener la respuesta global y detallada de la estructura con bajo esfuerzo computacional en plataformas como OpenSees (McKenna, Fennes, Scott, & Jeremic, 2000). Los primeros modelos macroscópicos, fueron propuestos por Vulcano, Bertero, & Colotti, (1988), basados en elementos verticales múltiples (en Inglés, *Multiple Vertical Line Element Model*, MVLEM). Aunque la formulación desarrollada fue bastante robusta e implementaba el cambio de la posición del eje neutro y la variación de la fuerza axial en la rigidez, no consideraba una respuesta acoplada entre la respuesta por flexión y cortante (L. M. Massone & Wallace, 2004). Los tipos de elementos tipo paneles iniciales concebidos por Orakcal & Wallace, (2002) se muestra en la Figura 2-1.

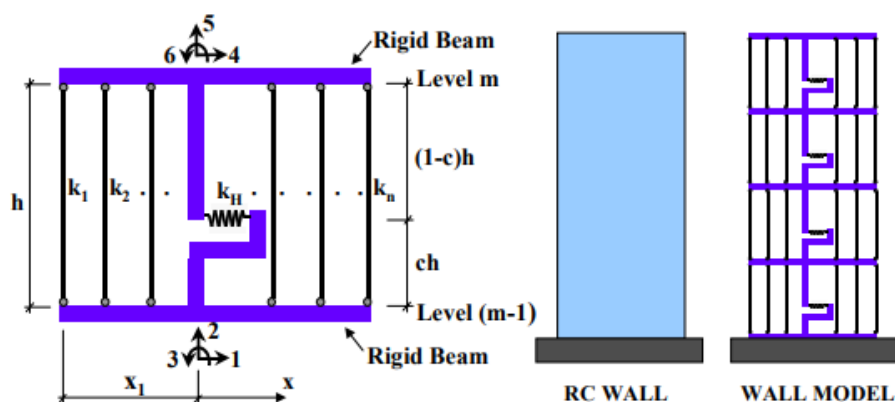


Figura 2-1. Elementos tipo paneles del MVLEM (Orakcal & Wallace, 2002)

Ghobarah & Youssef, (1999) propusieron un macro modelo capaz de representar la respuesta acoplada principalmente en muros cuya respuesta está gobernada por corte. El modelo consistió en paneles con cuatro resortes no lineales que representaban el concreto y el acero de refuerzo. Un resorte adicional orientado horizontalmente capturaba la respuesta por corte basado en la teoría del campo de compresión modificado. Aunque la relaciones constitutivas del concreto y el acero eran bilineales (ver Figura 2-2), las respuesta frente a cargas cíclicas era aceptable.

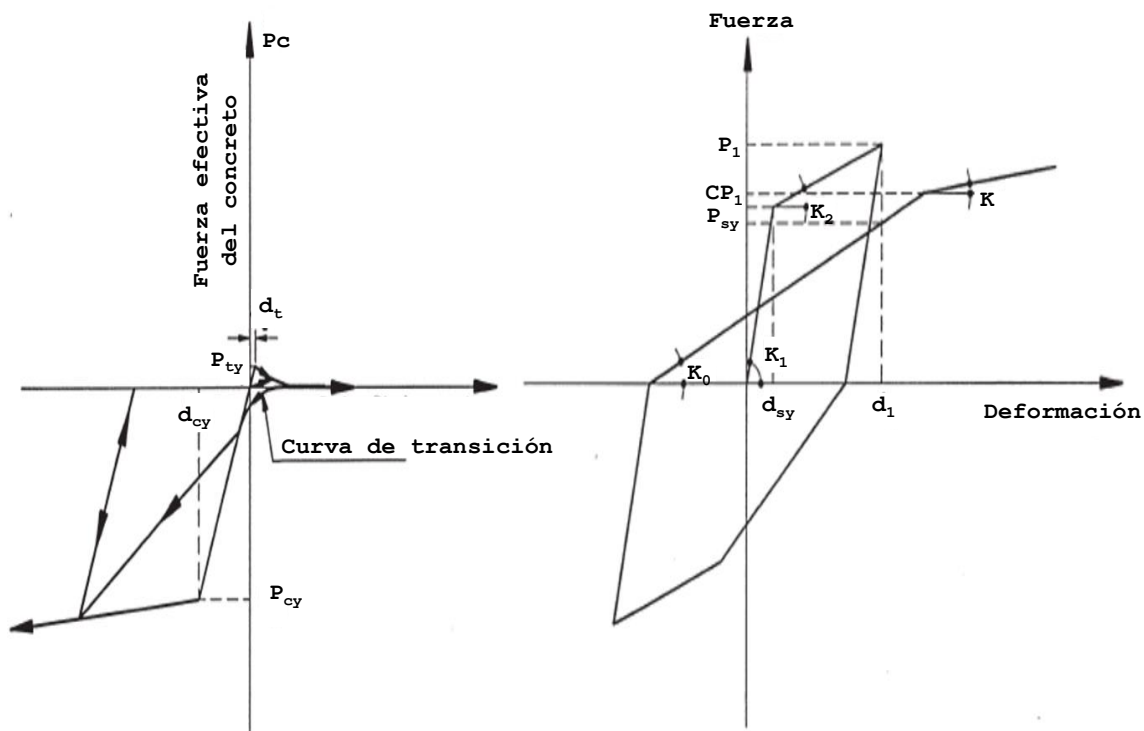


Figura 2-2. Elementos tipo paneles del MVLEM. Adaptado de Orakcal & Wallace, (2002).

Debido a la importancia de la interacción flexión-cortante de muros, muchas investigaciones se han enfocado desarrollar modelos acoplados. Massone, (2006) desarrolló un modelo macroscópico de fibras que utiliza un enfoque de ángulo de grieta rotante observada en muros esbeltos. La formulación analítica propuesta sobreestima deformaciones por flexión y subestima deformaciones por cortante. Sin embargo, de manera global la respuesta acoplada es capturada adecuadamente.

Kolozvari, Tran, Wallace, & Orakcal, (2012) han propuesto un modelo analítico que parte de la metodología de paneles *MVLEM* desarrollado por Orakcal, Wallace, & Conte, (2004). Los elementos constitutivos de concreto representados por paneles como se muestra en la Figura 2-3 fueron

modificados para evaluar una respuesta ante carga cíclica bajo el enfoque del modelo de ángulo del puntal y tensor (*FSAM*). Al considerar que la dirección de las grietas es coincidente con el ángulo de los puntales, el modelo captura la dirección de la deformación principal por tensión.

Aunque este modelo predice con buena precisión el comportamiento general cortante-desplazamiento, al desacoplar y estudiar la respuesta se observa subestimaciones de deformaciones por corte alrededor del 30% al 40% y sobrestimaciones en deformaciones por flexión alrededor del 30%. Esto se debe principalmente a la relación por corte elástico-lineal en la trabazón de los agregados Kolozvari et al., (2012).

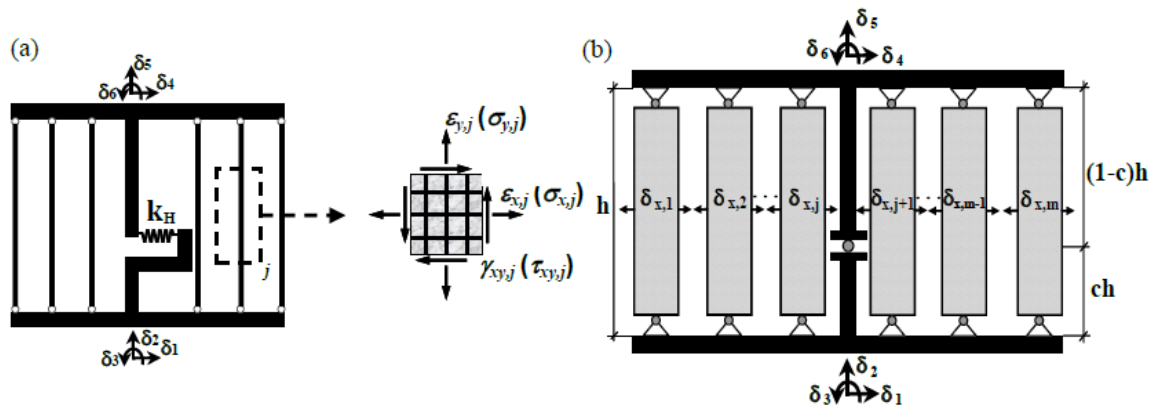


Figura 2-3. Elementos tipo paneles para macromodelaciones modificados (Kolozvari et al., 2012).

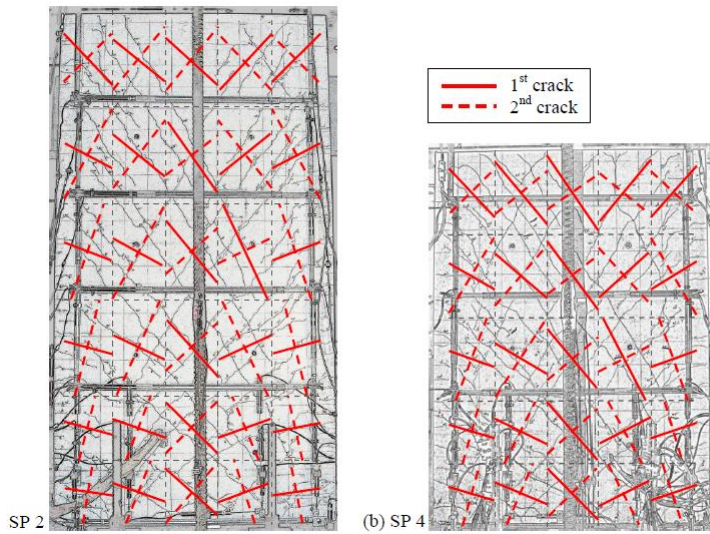


Figura 2-4. Comparativa patrón de agrietamiento experimental y modelado para dos muros (Kolozvari et al., 2012).

Por otro lado, los modelos microscópicos implementados en elementos finitos conllevan a mayores demandas computacionales y son más adecuados para fines investigativos que de diseño.

Con el fin de evaluar el comportamiento de elementos tanto en el rango elástico como inelástico de forma económica, Saghaeian & Nategui, (2014) probaron tres metodologías aplicables en muros de concreto reforzado. Inicialmente, implementó el método de la columna análoga mediante un conjunto de elementos tipo viga-columna y modelos de plasticidad distribuida en secciones críticas controladas por flexión. Particularmente, el método de la columna análoga es apropiado para elementos en los cuales prima el comportamiento por flexión. La segunda metodología implementada fue el método de analogía de cerchas, donde la rigidez de los elementos tipo cercha es equivalente a la sección transversal del muro. Mediante relaciones constitutivas del concreto confinado e inconfinado es considerado el comportamiento no lineal de los elementos de borde y el alma respectivamente. La tercera metodología evaluada fue la implementación de elementos con fibras en Perform-3D. La discretización del software consistió en macro elementos con 4 nodos y 24 grados de libertad, donde la flexión fuera del plano es tomada elásticamente. Todas estas metodologías fueron comparadas con un modelo en Abaqus de elementos finitos que a su vez fue calibrado con datos experimentales con gran precisión. Los resultados presentados por Saghaeian & Nategui, (2014) indican que comparativamente con el modelo de Abaqus las demás metodologías proporcionan resultados aceptables con algunos casos de variaciones del 9% al 20%. La respuesta cortante basal vs deformación puede observarse en la Figura 2-5.

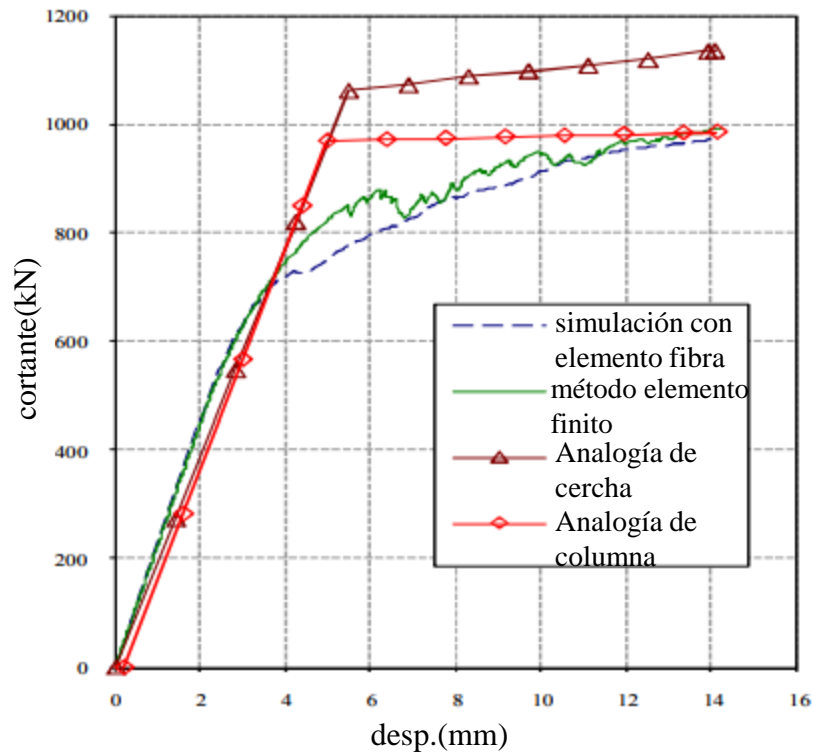


Figura 2-5. Comparativa de relación cortante basa vs deformación por distintas metodologías.

Adaptado de Saghaeian & Nategui, (2014).

Aparte de respuestas gobernadas por la interacción flexión-cortante, otros modos de falla como la inestabilidad lateral fuera del plano ha sido el principal objeto de estudio en otras investigaciones. Dashti, Dhakal, & Pampanin, (2015), Jimenez, (2016) y A. Rosso et al., (2017) estudiaron este mecanismo de falla debido a su reciente observación en los terremotos de Chile y Christchurch. La respuesta numérica fue lograda mediante un modelo de elementos finitos con elementos tipo *curved Shell* y el modelo deformaciones totales con rotaciones de grietas (*Total Strain Rotating Crack*), para definir las relaciones esfuerzo-deformación en el concreto. El modelo analítico fue sometido a cargas verticales y considerables niveles de deriva en su parte superior. Previamente, Dashti et al., (2015) han realizado calibraciones con modelos experimentales con diferentes relaciones de aspecto y diferentes modos de falla que pueden ser captados por el modelo (Dashti et al., 2014a) y (Dashti, Dhakal, & Pampanin, 2014b). Con base a los resultados de modelación los autores encontraron que el principal parámetro que controla el fenómeno de inestabilidad corresponde a altos niveles de deformación experimentados en tensión. Adicionalmente, otros parámetros de relevancia encontrados

en la inestabilidad fuera del plano fueron la longitud del muro, la relación de carga axial, el protocolo de carga y el número de ciclos que influyen en las deformaciones por tensión alcanzadas en el refuerzo. Daños particularmente frágiles en muros de concreto reforzado donde se observó aplastamiento del concreto, pandeo del refuerzo, pandeo global e irregularidades en altura fueron reportados en eventos sísmicos recientes (Jünemann, de la Llera, & Hube, 2017)

Mediante un análisis inelástico de *Pushover* estudiaron como las fallas frágiles lideraron una degradación abrupta en capacidad por flexión y rigidez del muro. El modelo de elementos finitos empleó elementos Q8MEM, los cuales consisten en cuadriláteros isoparamétricos con esfuerzos en el plano. El concreto fue modelado mediante *Total Strain Rotating Crack* y métodos de regularización de la energía para las relaciones constitutivas de esfuerzo-deformación. El modelo del acero implementado en el software DIANA corresponde al presentado por Menegotto and Pinto. Los resultados alcanzados por las modelaciones numéricas fueron similares y su ajuste fue aceptable en comparación con el patrón de daños observados después del terremoto. Sin embargo, variaciones de incremento de la carga axial pueden no considerarse en ausencia de modelaciones en 3D que incluyan el muro en estudio en conjunto con el resto de la estructura (Jünemann et al., 2017).

G. Schreppers, (2016) presentó un reporte de validación sobre la implementación del modelo Maekawa combinado con curvas de concreto agrietado. Entre sus capacidades, el modelo Maekawa-Fukuura implementado en DIANA 10.1 considera más de tres grietas ortogonales por cada punto de integración para describir un comportamiento cíclico más realista. Diferentes estructuras de concreto reforzado fueron simuladas con el fin de evaluar la implementación de evaluar las capacidades del modelo. La aplicación de desplazamiento horizontal en la parte del muro corresponde a un patrón de desplazamiento cíclico. Los elementos de borde conformados por columnas de concreto fueron modelados con el modelo Maekawa-Fukuura. Los procedimientos iterativos fueron realizados con el método de Newton Raphson y los criterios estándares de convergencia. Los resultados reportados simulan las características, el mecanismos de falla, la relación demanda capacidad y la ductilidad lograda bajo la unión acero-concreto (G. Schreppers, 2016).

Otras investigaciones desarrolladas por Schreppers, Garofano, Messali, & Rots, (2017) han replicado ensayos cíclicos bajo condiciones cuasi-estáticas no lineales. Para capturar la evolución del pandeo

lateral fuera del plano, implementaron elementos cuadriláteros tipo Q20SH con cuatro puntos de integración en el plano y cinco puntos de integración en espesor. Los materiales empleados consideran propiedades no lineales y rutinas para desarrollar un comportamiento cíclico. Durante el estudio Schreppers et al., (2017) realizaron un análisis comparativo entre el modelo *Rotating Total Strain* y el modelo *Engineering Masonry* con muros de diferentes relaciones de aspecto. En general, con base a curvas de fuerza-desplazamiento y perfiles de deformación en altura, los resultados mostraron un buen ajuste en variables como rigidez, capacidad de carga, disipación de energía y patrón de agrietamiento. Con respecto al modelo *Rotating Total Strain*, en su implementación la localización y orientación de las grietas fueron calculadas de forma localizadas y no distribuidas, de manera similar al patrón observado en el experimento. No obstante, presentaron inconvenientes en la predicción de fallas por corte y subestima la disipación de energía (G. M. A. Schreppers et al., 2017).

Salát (2015) presentó la comparación de la evaluación numérica de diferentes estructuras modeladas con elementos tipo *Shell*, sólidos y *plane strain*. Para una estructura con mallados de 200 mm, 100 mm, 50 mm y 33.3 mm, los resultados indican que elementos cuadráticos tipo *Shell* muestran resultados consistentes en cuanto a la disipación de energía. Sin embargo, existen ciertos incrementos en la ductilidad y en la carga pico resistido por la estructura. Al comparar modelos con deformaciones planas (*plane strain*) con modelos tipo *Shell* el estado de daño así como el agrietamiento fue simulado antes y después de la carga pico (Salát, 2015). Para ambos modelos los resultados muestran el mismo modo de falla y aparición de grietas con el mismo rango de profundidad. Para resumir, las principales conclusiones presentadas por Salát (2015) se mencionan a continuación:

- Modelos con elementos tipo *Shell* cuadráticos en el rango lineal convergen más rápido que modelos con elementos *plane strain*, sin embargo, los resultados son similares.
- Elementos tipo *Shell* requieren por lo menos 9 puntos de integración a través del espesor.
- Tanto para análisis lineales como no lineales, elementos tipo *Shell* y sólidos son adecuados para modelar el pandeo lateral fuera del plano.
- Cambios en la geometría y la carga pueden afectar los resultados esperados en la etapa de ablandamiento del análisis.
- El agrietamiento distribuido es dependiente del tamaño del mallado.

3 MARCO TEÓRICO

El presente capítulo describe los fundamentos teóricos necesarios para la contextualización de las modelaciones de muros esbeltos de concreto reforzado. Con este fin, se realizó una revisión bibliográfica respecto al comportamiento del concreto, del acero de refuerzo y de los modelos de agrietamiento distribuidos, como se muestra a continuación.

3.1 Teoría Modificada del Campo de Compresiones (MCFT)

La teoría del campo de compresión modificado surge de la necesidad de conocer la respuesta de elementos planos de concreto reforzado sometidos a esfuerzos axiales y de corte. El modelo analítico considera condiciones de equilibrio, compatibilidad y relaciones de esfuerzo-deformación-. Comparativamente a la teoría original de compresión (Frank Vecchio & Collins, 1986), la MCFT considera el esfuerzo a tensión presente en las grietas.

3.1.1 Descripción

La Figura 3-1 muestra un elemento plano de espesor constante y refuerzo orientado en las direcciones x e y . Adicionalmente, se aplican los esfuerzos axiales y de corte f_x , f_y y v_{xy} respectivamente. El elemento es afectado por las deformaciones axiales ε_x , ε_y y de corte γ_{xy} . Para encontrar la relación entre esfuerzos y deformaciones Vecchio & Collins, (1986) plantean las siguientes suposiciones.

- No considera la influencia de la historia de carga y por tanto cada estado de deformación corresponde a uno de esfuerzos.
- En áreas o distancias que abarquen varias grietas, los esfuerzos y deformaciones encontrados son valores promedios.
- Las barras de refuerzo se asumen perfectamente adheridas al concreto circundante.
- El refuerzo transversal y longitudinal se encuentra distribuido uniformemente en el elemento.

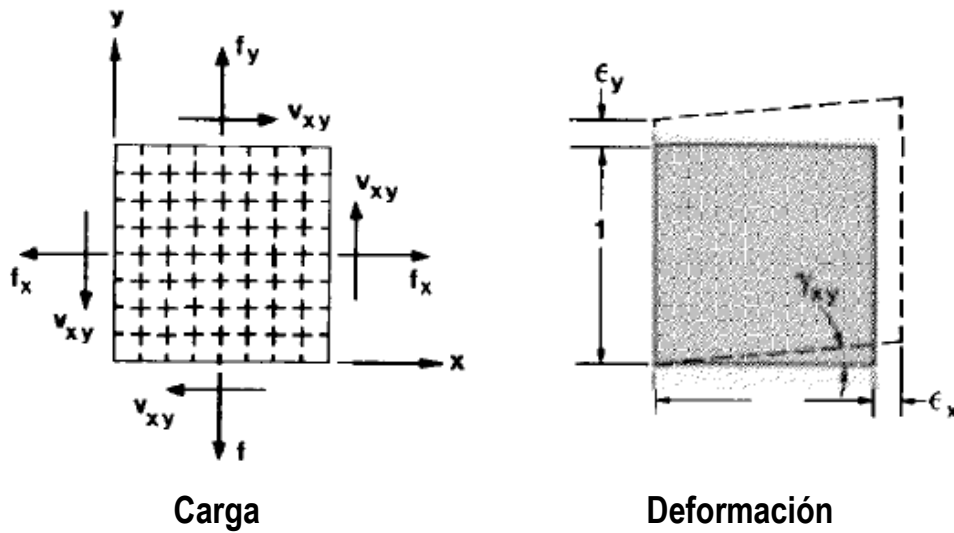


Figura 3-1. A la izquierda, elemento rectangular sometido a fuerzas axiales y cortantes. A la derecha, elemento deformado (Frank Vecchio & Collins, 1986).

3.1.2 Compatibilidad

Bajo el supuesto de la adherencia del acero al concreto, la MCFT asume que las deformaciones del acero y el concreto circundante son iguales (ver Ecuaciones 3-1 y 3-2). La Figura 3-2 muestra las deformaciones principales, donde ϵ_1 se encuentra a tensión y ϵ_2 a compresión, las cuales pueden ser obtenidas mediante una transformación en un círculo de deformaciones de Mohr si ϵ_x , ϵ_y y γ_{xy} son conocidas. De las Ecuaciones 3-1 a la Ecuación 3-5 se muestra esta relación.

$$\epsilon_{sx} = \epsilon_{cx} = \epsilon_x \quad 3-1$$

$$\epsilon_{sy} = \epsilon_{cy} = \epsilon_y \quad 3-2$$

$$\gamma_{xy} = \frac{2(\epsilon_x - \epsilon_y)}{\tan \theta} \quad 3-3$$

$$\epsilon_x + \epsilon_y = \epsilon_1 + \epsilon_2 \quad 3-4$$

$$\tan^2 \theta = \frac{\epsilon_x - \epsilon_y}{\epsilon_y - \epsilon_2} = \frac{\epsilon_1 - \epsilon_y}{\epsilon_1 - \epsilon_x} = \frac{\epsilon_1 - \epsilon_y}{\epsilon_y - \epsilon_2} = \frac{\epsilon_x - \epsilon_2}{\epsilon_1 - \epsilon_x} \quad 3-5$$

Donde:

ϵ_x es la deformación en eje x

ϵ_y es la deformación en el eje y

ϵ_{sx} y ϵ_{cx} corresponden a las deformación del acero de refuerzo y el concreto en el eje x

ϵ_{sy} y ϵ_{cy} corresponden a las deformación del acero de refuerzo y el concreto en el eje y

θ es el ángulo entre el eje x y la deformación principal ϵ_2 .

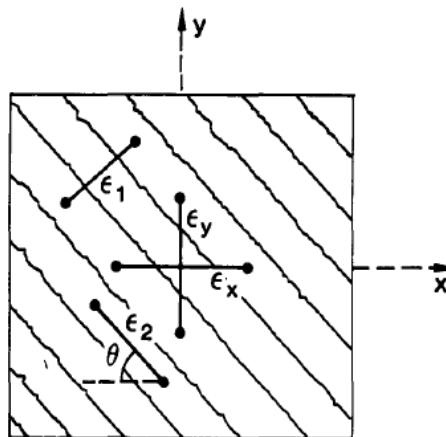


Figura 3-2. Esquema de deformaciones principales en un elemento de concreto (Frank Vecchio & Collins, 1986).

3.1.3 Equilibrio

El elemento de concreto se encuentra sometido a esfuerzos los cuales deben ser soportados por el concreto y el acero de refuerzo. La Ecuación 3-6 expresan de manera general las contribuciones de cada material para que el sistema pueda estar en equilibrio. Con base en la Figura 3-3 efectuando una sumatoria de fuerzas en x e igualando a cero, la Ecuación 3-6 expresa de manera general dicho equilibrio.

$$\int_A f_x dA = \int_{A_c} f_{cx} dA_c + \int_{A_s} f_{sx} dA_s$$

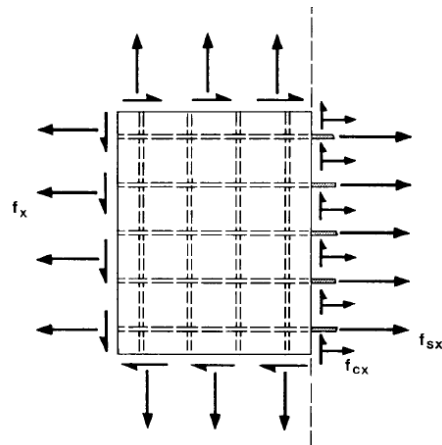
3-6

Donde:

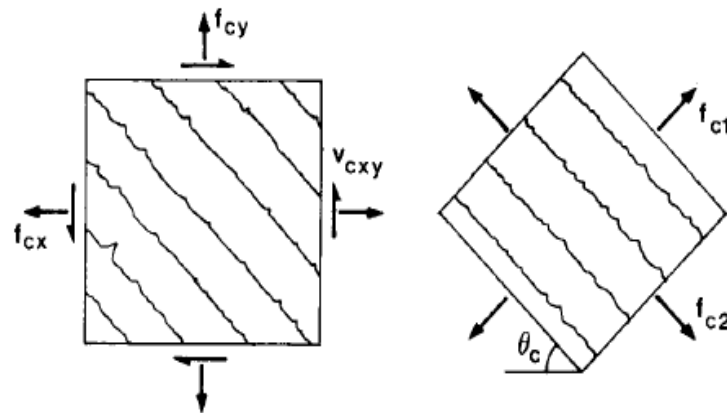
f_x es la fuerza aplicada en el eje de las x sobre un elemento de área dA .

f_{sx} es el aporte de fuerza ejercida por las barras de refuerzo con área dA_s para contrarrestar la fuerza externa f_x .

f_{cx} es el aporte de fuerza ejercida por un área de concreto dA_c para contrarrestar la fuerza externa f_x .



a)



b)

Figura 3-3. En a), fuerzas actuantes en dirección x de un elemento, en el centro esfuerzos promedios y b), esfuerzos principales en el concreto (Frank Vecchio & Collins, 1986).

3.1.4 Relaciones de esfuerzo-deformación

Las relaciones constitutivas permiten relacionar los esfuerzos promedios a los que está sometido el elemento con las deformaciones posibles. Para el caso del acero de refuerzo, el modelo constitutivo fue planteado mediante una Ecuación bilineal con dependencia única de las deformaciones axiales, como lo indica la Figura 3-4. Para el concreto, son necesarias relaciones de esfuerzo-deformación para definir esfuerzos a compresión como a tensión. Adicionalmente, la MCFT asume para el concreto que los ejes de los esfuerzos principales coinciden con los ejes de las deformaciones y que las desviaciones entre estos son despreciables. La Figura 3-5 muestra un esquema de los modelos constitutivos considerados para la formulación teórica.

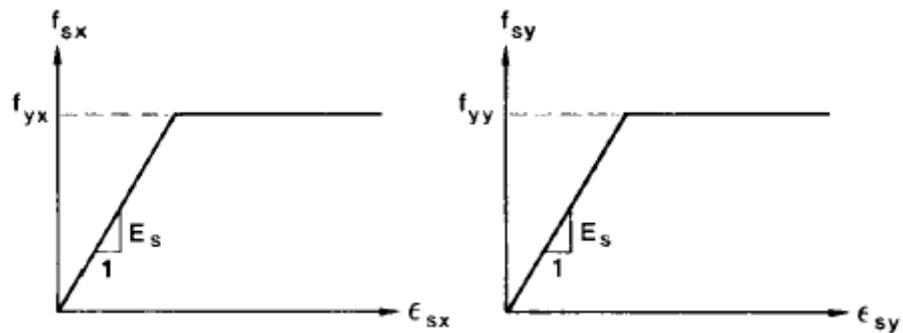


Figura 3-4. Relación esfuerzo-deformación bilineal del acero de refuerzo (Frank Vecchio & Collins, 1986).

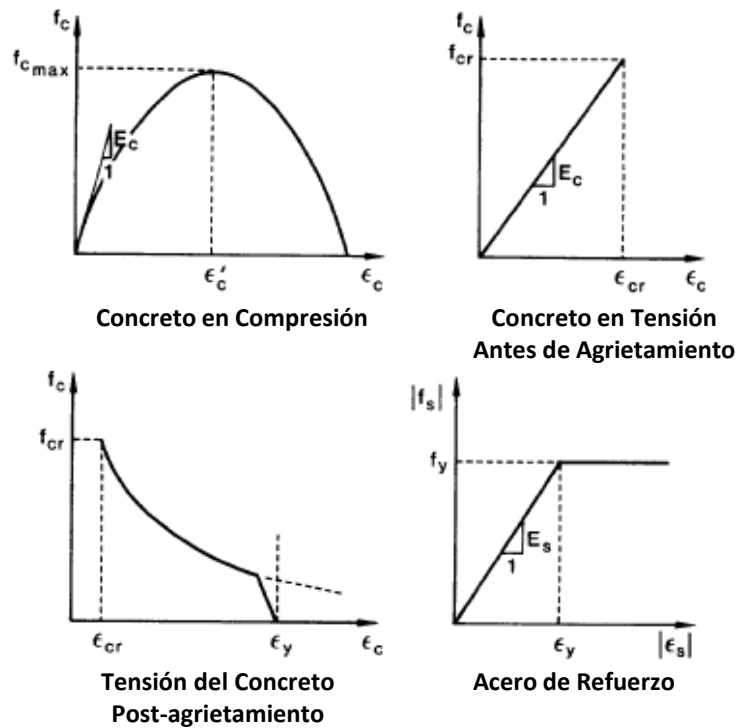


Figura 3-5. Modelos constitutivos considerados para la formulación teórica de la MCFT. Adaptado de F. Vecchio & Collins, (1988).

3.1.5 Desarrollo experimental

El desarrollo experimental fue llevado gracias a la construcción de un marco capaz de proveer esfuerzos de corte, tensión y compresión, como el que se muestra en la Figura 3-6. Los resultados concluidos por este experimento de elementos de concreto fueron tomados de la falla de 30 especímenes cuadrados de 890 mm de lado por 70 mm de espesor. El refuerzo de los paneles estaba compuesto por dos capas de barras lisas que conformaron un sistema de grillas paralelas en ambas direcciones, con espaciamiento de 50 mm.. Las barras para el acero de refuerzo implementado en los paneles ensayados presentaron un comportamiento dúctil. El experimento midió las deformaciones ϵ_x , ϵ_y y γ_{xy} causadas por esfuerzos de tensión y compresión aplicados en los paneles.

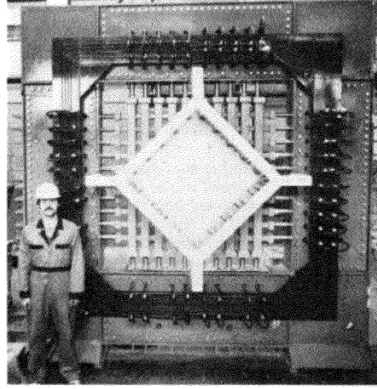


Figura 3-6. Marcos para falla de especímenes de la MCFT (Frank Vecchio & Collins, 1986).

3.1.6 Principales aportes

Entre los principales aportes de la MCFT se destaca que el esfuerzo a compresión denotado como f_{c2} es dependiente de la deformación a compresión ε_2 , y de la deformación a tensión ε_1 . La Figura 3-7 muestra que la respuesta del concreto sometido a esfuerzos biaxiales presenta una resistencia a la compresión reducida. Las Ecuaciones 3-7 y 3-8 permiten estimar el comportamiento del concreto sometido a un estado de esfuerzos biaxiales. Esto implica que la resistencia a compresión de un elemento de concreto f_{c2} puede verse afectada por deformaciones ε_1 perpendiculares a ε_2 . En la Figura 3-7b se observa como la resistencia máxima del concreto $f_{c2\max}$ decrece a medida que se incrementan valores de deformación ε_1 . La interpretación conjunta de las Ecuaciones 3-7 y 3-8 crea la superficie mostrada en la Figura 3-7c donde se obtiene una mejor comprensión de la reducción de resistencia a compresión por deformaciones perpendiculares al plano 2.

$$f_{c2} = f_{c2\max} \cdot \left[2 \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_c} \right) - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_c} \right)^2 \right] \quad 3-7$$

$$\frac{f_{c2\max}}{f'_c} = \frac{1}{0.8 - 0.34 \varepsilon_1 / \varepsilon'_c} \leq 1.0 \quad 3-8$$

Donde:

ϵ_1 es la deformación promedio principal a tensión.

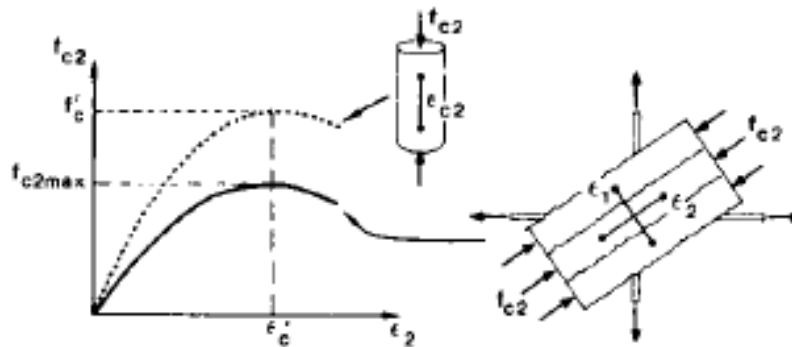
ϵ_2 es la deformación promedio principal a compresión cuando ϵ_1 es cero.

ϵ'_c es la deformación a compresión para la máxima resistencia a compresión f'_c .

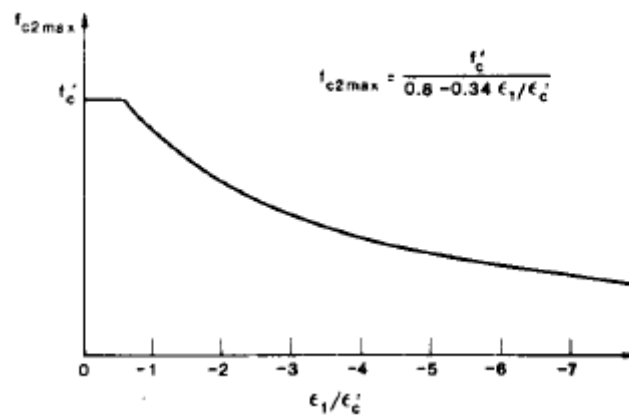
f'_c es el máximo esfuerzo a compresión.

f_{c2} es el máximo esfuerzo a compresión en la superficie de falla.

f_{c2max} es el máximo esfuerzo a compresión en función de ϵ_1 cuando la deformación a compresión es igual a ϵ'_c .



a)



b)

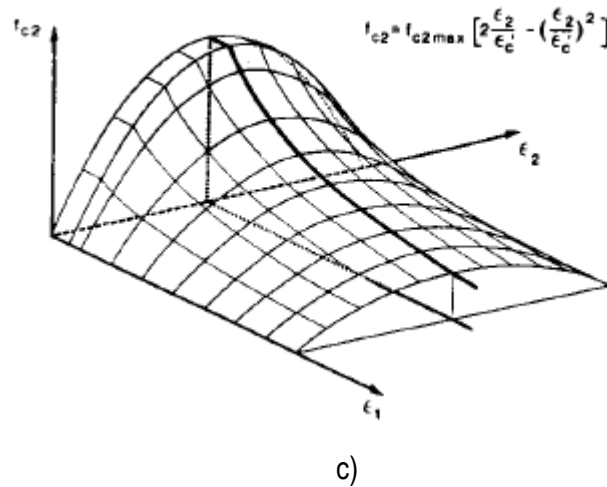


Figura 3-7. Respuesta del concreto sometido a deformaciones bidireccionales (Frank Vecchio & Collins, 1986).

Los esfuerzos calculados por MCFT con las Ecuaciones 3-7 y 3-8 corresponde a esfuerzos promedios. Sin embargo, a nivel local donde ocurre la grieta, el refuerzo presenta esfuerzos axiales mayores a los promedios y el concreto no presenta esfuerzo a tensión. Caso contrario ocurre en zonas intermedias entre barras, donde el concreto presenta elevados valores de esfuerzos a tensión y el refuerzo esfuerzos por debajo del promedio. Frank Vecchio, (1989) indica que estas variaciones pueden influir en la habilidad del refuerzo para transmitir tensión en las grietas cuando se presentan esfuerzos biaxiales de compresión en los elementos.

La teoría original de campo de compresión (Collins & Mitchell, 1980), consideró el concreto agrietado asumiendo que las direcciones de los esfuerzos y las deformaciones eran coincidentes. Sin embargo, no consideraron los esfuerzos en la dirección principal a tensión, por lo cual, no pudo predecir la reducción en la respuestas de elementos de concretos planos (Frank Vecchio, 1989). La MCFT consideró modelos de ablandamiento del concreto, que posteriormente fueron incluidos en programas computacionales de elementos finitos desde finales de los 80 (Frank Vecchio, 1989).

Los modelos de ablandamiento del concreto permiten obtener una respuesta más realista del concreto al reducir la resistencia a compresión. Investigaciones desarrolladas por Shirai & Noguchi, (1989) afirman que el promedio de deformaciones a tensión es un parámetro significativo e influyente en la

reducción de la resistencia a compresión. Otros autores como Mikame, Uchida, & Noguchi (1991) encontraron que la resistencia a compresión es dependiente del factor de reducción, por lo cual concretos de alta resistencia pueden experimentar un comportamiento de ablandamiento más notable. F. J. Vecchio & Collins (1993) sugirieron dos modelos, A y B. El modelo A presenta una correlación entre las deformaciones a tensión y compresión ($\varepsilon_1/\varepsilon_2$), alcanzando una media de 0.996 en la rata de esfuerzos a compresión experimental y medidos, un coeficiente de variación de 18.8% y un coeficiente R de 0.861. El modelo B solo relacionando deformaciones a tensión ε_1 y alcanzo una media en los esfuerzos a compresión de 1.022, un coeficiente de variación de 21.1% y un R de 0.682. Ambos se encuentran basados en el modelo constitutivo de Thorenfeldt, debido a su buen ajuste en un amplio rango de resistencias a compresión. La Figura 3-8 muestra las curvas de los modelos A y B.

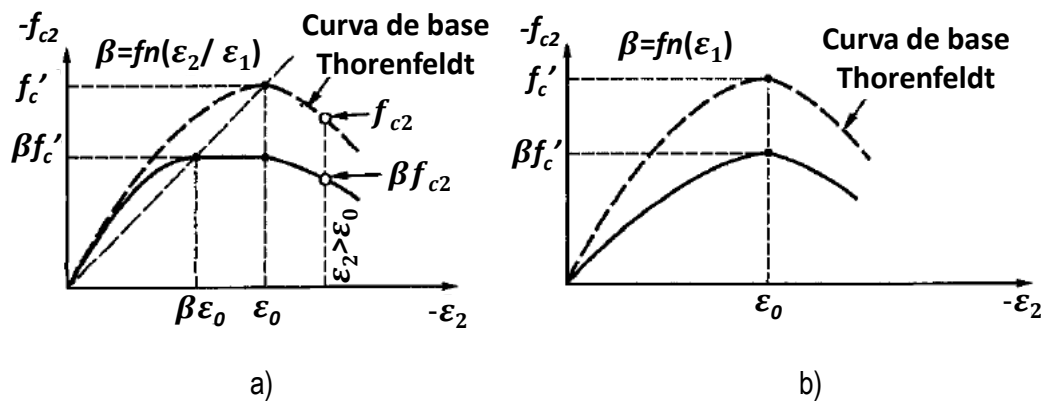


Figura 3-8. Modelos de ablandamiento del concreto, A) en 1982 y B) en 1986 (F. J. Vecchio & Collins, 1993).

El factor B para el modelo A se describe por la Ecuación 3-9 y para el modelo B por la Ecuación 3-10. Este último modelo es una versión simplificada del modelo A. El ablandamiento en compresión refleja que se ve afectada tanto la resistencia como la ductilidad del concreto (F. J. Vecchio & Collins, 1993).

$$\beta = \frac{1}{0.85 - 0.27 \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2}} \quad 3-9$$

$$\beta = \frac{1}{0.80 - 0.34 \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2}}$$

3-10

Donde

ε_1 deformación promedio principal a tensión

ε_2 deformación promedio principal a compresión

ε_0 deformación del concreto a f'_c

3.2 Comportamiento en Compresión del Concreto

La descripción uniaxial del concreto a compresión es de suma importancia debido a que una pobre predicción conllevaría a una estimación errada de ductilidad y de capacidad axial en elementos (Jansen & Shah, 1987). El comportamiento inicial del concreto hasta antes de la máxima resistencia a compresión es parabólica, regido por el módulo de elasticidad secante y la relación de Poisson. Aún en el estado elástico, el agrietamiento controla el comportamiento a compresión del concreto. Esto se debe a que en estados moderados de resistencia a compresión (factibles en el rango elástico) pequeñas grietas son propensas a propagación, como se describe más adelante. En la Figura 3-10 se observan grietas entre el mortero y los agregados causados por los procesos de hidratación y secado (Hsu, Slate, Sturman, & Winter, 1963). A bajos niveles de compresión (30% o menor) el concreto se comporta elásticamente y las grietas existentes permanecen estables, por lo cual no hay propagación de estas (Feenstra, 1993). A medida que se presentan incrementos de esfuerzos, la propagación de grietas se desarrolla a través del mortero. A niveles elevados de esfuerzos (entre 70% y 90%), las grietas adyacentes se agrupan convirtiendo el concreto en un material inestable (Vonk, 1992) (ver Figura 3-9). En otras palabras, la formación de macro grietas conlleva a la disminución de la resistencia del elemento (Feenstra, 1993).

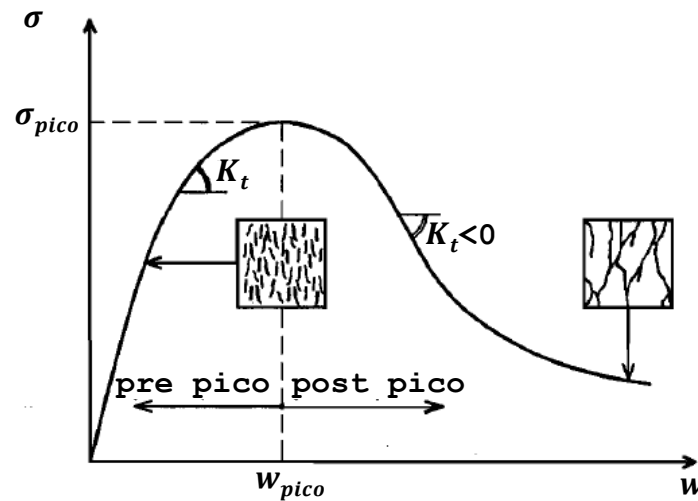


Figura 3-9. Comportamiento general del concreto en compresión. Adaptado de Vonk, (1992).

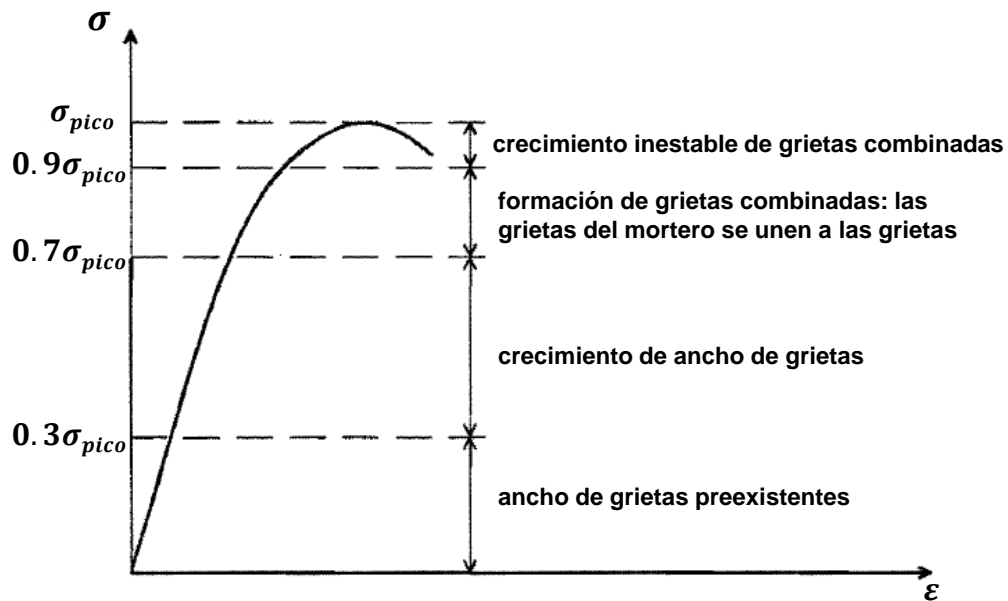


Figura 3-10. Relación de la resistencia a compresión y su nivel de agrietamiento. Adaptado de Hsu et al., (1963)

El comportamiento post-pico del concreto en compresión es similar al encontrado en tensión debido a que el comportamiento es gobernado por un proceso de fractura localizada (Vonk, 1992). Luego de alcanzar la resistencia máxima a compresión, se presenta el fenómeno de ablandamiento. Este último se define como el decrecimiento gradual de la resistencia mecánica gracias a la inducción del

desplazamientos progresivos en un elemento o estructura (Vonk, 1992). La energía de fractura denotado como un parámetro del material, es una aproximación basada en energía que puede describir el ablandamiento del concreto tanto en compresión como en tensión, gracias a su mecanismo de propagación de grietas a nivel micro (Feenstra, 1993).

Luego que el concreto alcanza su máxima resistencia a compresión, la curva de esfuerzo-deformación muestra claramente un cambio de inflexión. El comportamiento seguido de la resistencia pico como se observa en la Figura 3-9 es llamado ablandamiento por deformación. Para materiales considerados frágiles como en el caso del concreto, es característico una reducción de resistencia mecánica progresiva conforme se siguen induciendo deformaciones en el elemento (Vonk, 1992). Contrario a la primera fase donde el concreto presenta un módulo de rigidez positivo (ascendente), la fase de ablandamiento está gobernada por una rigidez negativa cada vez más decreciente a medida que incrementan las deformaciones. La forma del ablandamiento en las curvas de esfuerzo-deformación pueden variar dependiendo de la resistencia a compresión, donde a medida que se incrementa f'_c alcanza menos deformación (y por lo tanto es menos dúctil). El agrietamiento previo que con el incremento de esfuerzos desencadena la formación progresiva de macro grietas y la heterogeneidad del concreto que produce una distribución no uniforme de esfuerzos internos es la causa a la que se le atribuye el fenómeno de ablandamiento (Vonk, 1992) y (Hsu et al., 1963).

Para casos de carga cíclica el concreto tiende a conservar la relación esfuerzo-deformación que hubiese mantenido en una curva monotónica típica. En la Figura 3-11 se observa el comportamiento de un elemento experimentando distintos niveles de deformación. En el primer ciclo, el material se mantiene en el rango elástico y la rigidez se prácticamente es invariable. En los ciclos siguientes se observa que el concreto ha alcanzado niveles de deformaciones plásticas y un claro comportamiento de ablandamiento por deformación expresado por una pérdida de resistencia y reducción de módulo de rigidez secante en los ciclos de recarga.

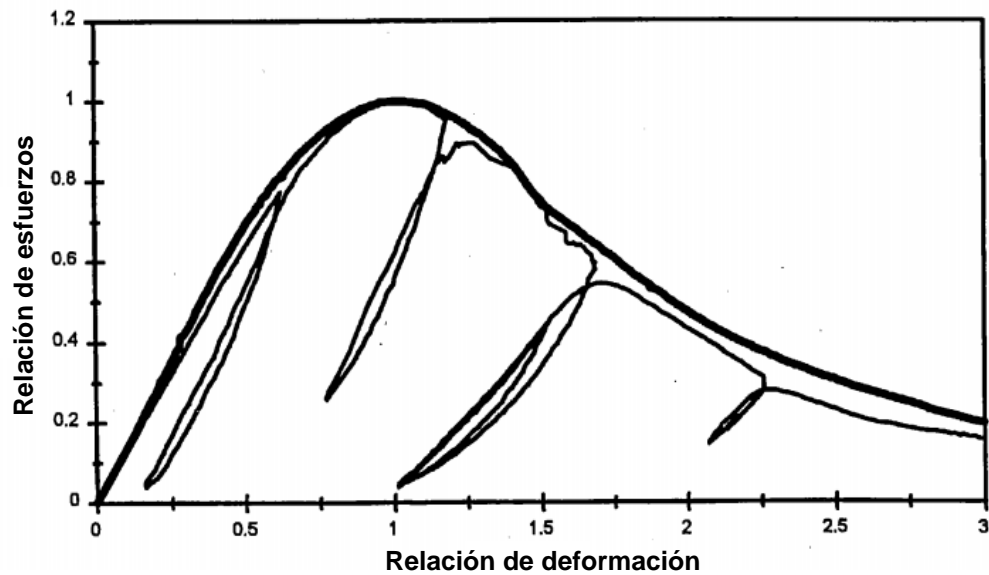


Figura 3-11. Comportamiento monotónico y cíclico del concreto (Bahn & Hsu, 1998).

3.3 Modelo Parabólico del Concreto

El modelo Parabólico de concreto fue elaborado bajo un enfoque basado en energía, donde la energía de fractura como parámetro del material, puede representar el ablandamiento por compresión del concreto (Feenstra, 1993). En el presente estudio, se emplea un modelo a compresión con un diagrama de esfuerzos equivalentes basado en la energía de fractura. La Figura 3-12 muestra la curva de compresión parabólica y su formulación en DIANA (TNO DIANA, 2017) se encuentra descrita por la Ecuación 3-11. En comparación con otros modelos de concreto, el modelo parabólico es bastante conveniente gracias a la energía de fractura permite ajustarse acorde con el mallado del modelo de elementos finitos y así conservar la objetividad de las respuestas. Adicionalmente el modelo Parabólico de concreto ha sido empleado por otros autores (p. ej., Jimenez, (2016) y Parra, (2015)

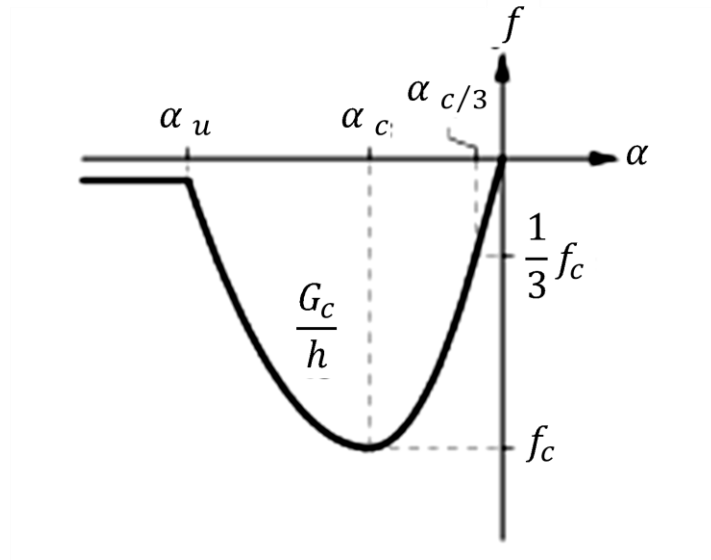


Figura 3-12. Curva de resistencia a compresión del modelo Parabólico (TNO DIANA, 2017).

$$f = \begin{pmatrix} -\frac{1}{3} f_c \frac{\alpha_j}{\alpha_{c/3}} & \text{si } \alpha_{c/3} < \alpha_j \leq 0 \\ -\frac{1}{3} f_c \left(1 + 4 \left(\frac{\alpha_j - \alpha_{c/3}}{\alpha_c - \alpha_{c/3}} \right) - 2 \left(\frac{\alpha_j - \alpha_{c/3}}{\alpha_c - \alpha_{c/3}} \right)^2 \right) & \text{si } \alpha_c < \alpha_j \leq \alpha_{c/3} \\ -f_c \left(1 - \left(\frac{\alpha_j - \alpha_c}{\alpha_u - \alpha_c} \right)^2 \right) & \text{si } \alpha_u < \alpha_j \leq \alpha_c \\ 0 & \text{si } \alpha_j \leq \alpha_u \end{pmatrix} \quad 3-11$$

Con:

$$\alpha_{c/3} = -\frac{1}{3} \frac{f_c}{E}$$

$$\alpha_c = -\frac{5}{3} \frac{f_c}{E} = 5\alpha_{c/3}$$

$$\alpha_u = \alpha_c - \frac{3}{2} \frac{G_c}{h f_c}$$

Donde:

α_j es la deformación unitaria.

α_c es la deformación unitaria a cuando se presenta la máxima resistencia a compresión.

α_u es la deformación unitaria última.

f_c es la máxima resistencia a compresión.

G_c es la energía de fractura en compresión.

h es la longitud característica del elemento.

En la Figura 3-13 se muestra el modelo Parabólico graficado en conjunto con el modelo de Mander para un concreto típico con resistencia máxima f'_c de 28 MPa y deformación unitaria 0.002. El modelo de Mander es ampliamente empleado en la literatura por considerar una relación esfuerzo-deformación que considera la influencia del confinamiento efectivo bajo distintas configuraciones de detallado del refuerzo transversal. El modelo de Mander construido en la Figura 3-13 mantiene una forma parabólica hasta alcanzar una deformación unitaria de 0.002 y continuar con un decaimiento de lineal de resistencia bajo una deformación unitaria de 0.004, cuando se presenta el aplastamiento del concreto confinado. Las curvas de ambos modelos hasta alcanzar la resistencia a compresión son bastante similares. Sin embargo, posterior a una deformación de 0.002 los modelos difieren debido a las distintas reglas de ablandamiento.

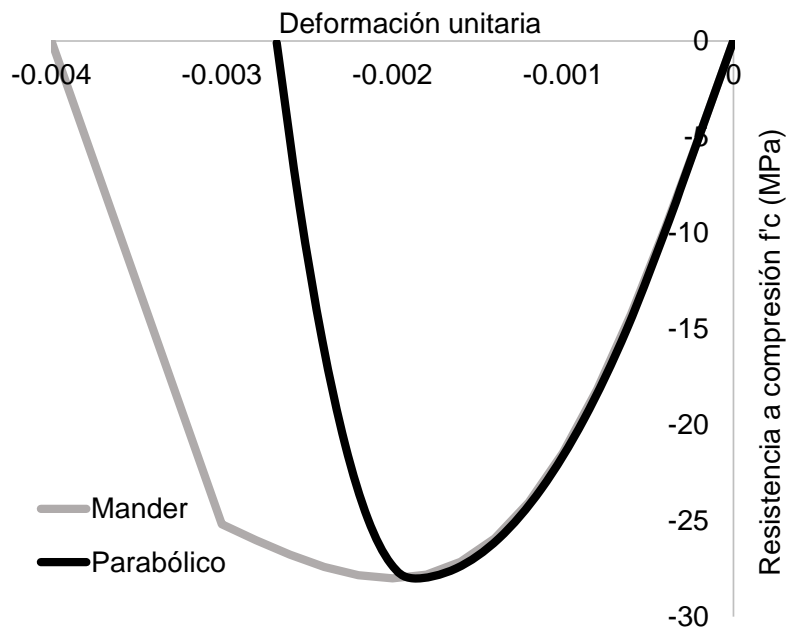


Figura 3-13. Comparación del modelo de Mander (Mander, Priestley, & Park, 1988) y el modelo Parabólico (Feenstra, 1993).

3.4 Descripción del Comportamiento a Tensión del Concreto

Inicialmente, la respuesta del concreto a tensión fue estudiada con base en teorías y modelos de fracturas. Hillerborg, Modéer, & Peterson, (1976) propusieron el modelo de la “grieta ficticia” para intentar dar explicación a la transferencia de esfuerzos en las grietas. El modelo de la grieta ficticia supone que un elemento de concreto está sometido a esfuerzos de tensión como lo muestra la Figura 3-14. En el proceso de formación de grietas una grieta visible como la que se muestra a la izquierda es seguida por una grieta ficticia que presenta una distribución de esfuerzos como la que se muestra en la Figura 3-14. Sin embargo, este comportamiento solo se presenta en la zona de fracturas. Si se considera un elemento como el de la Figura 3-15 se observa que la respuesta del concreto es variable. Cuando este elemento se somete a tensión, existe una zona débil (zona I) donde se concentran la formación de microgrietas, se alcanza un esfuerzo máximo y eventual desarrollo de macrogrietas. La respuesta es registrada en la curva esfuerzo deformación de la parte izquierda donde se la zona de débil del elemento continúa deformándose hasta que falla. Sin embargo, otras zonas del elemento (zona II) permanecieron elásticas debido a que las deformaciones se concentraron en la zona I.

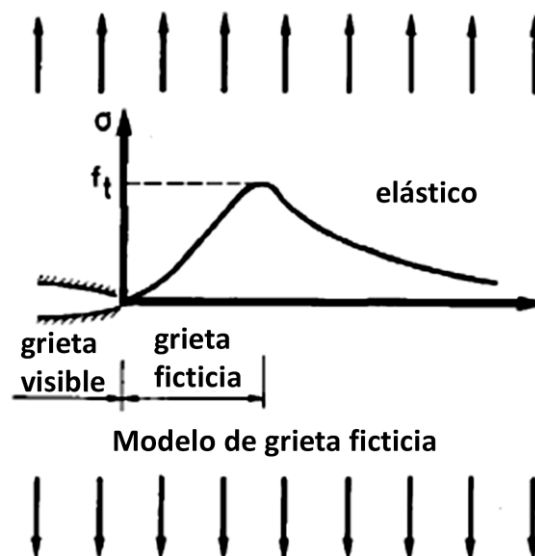


Figura 3-14. Distribución de esfuerzos acorde el modelo de grieta ficticia. Adaptado de (Hordijk, 1991)

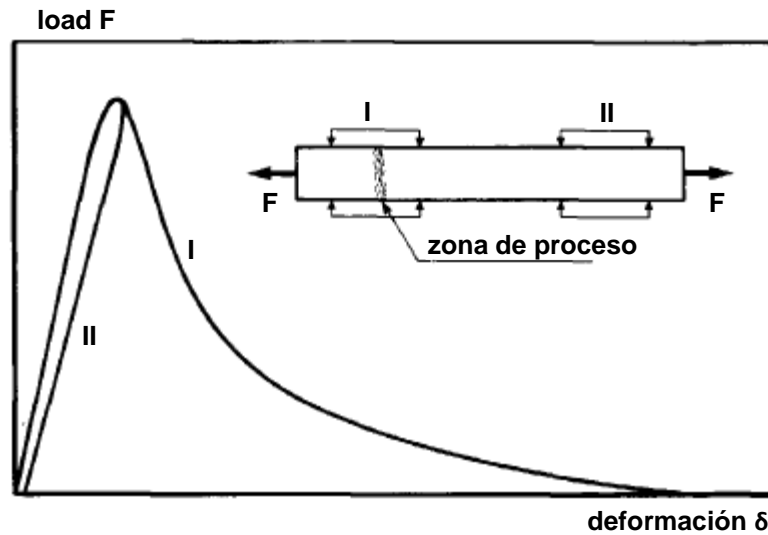


Figura 3-15. Relación esquemática de esfuerzo-deformación axial en un elemento de concreto. Adaptado de Hordijk, (1991).

En zonas donde microgrietas alcancen el esfuerzo límite f_i , se llaman zonas de fracturas. Al efecto donde las deformaciones se incrementan a medida que el esfuerzo decrece se le conoce como ablandamiento por deformación. La Figura 3-16 muestra una relación de esfuerzo-deformación bajo tensión. El esfuerzo f_i divide el comportamiento en dos partes.

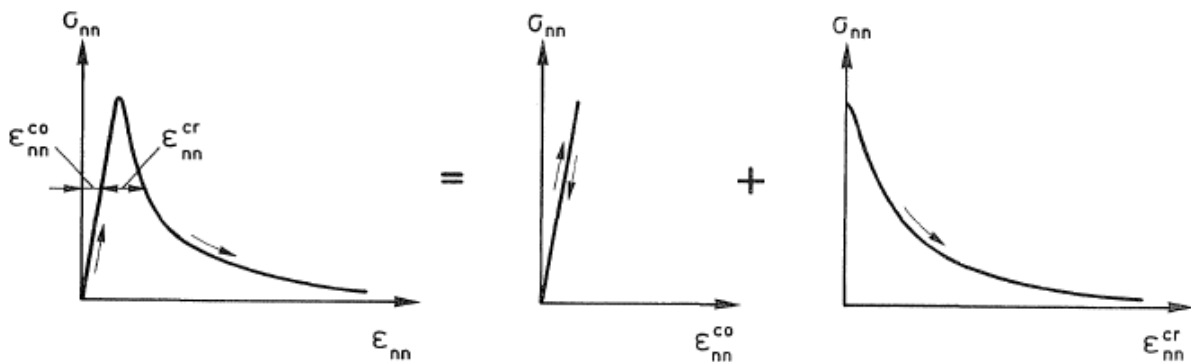


Figura 3-16. Deformaciones totales ϵ_{nn} del concreto ϵ_{co} y de las grietas ϵ_{cr} en la zona de fractura (Rots, Nauta, Kusters, & Blaauwendraad, 1985).

La primera parte se compone de las deformaciones de microgrietas consideradas simplemente elásticas. La segunda parte corresponden a deformaciones en las aberturas de las microgrietas sobre el ancho de la fractura. La Figura 3-17 muestra una respuesta típica a tensión del concreto sometido a carga monotónica y cíclica. Para este último caso, antes de que el concreto haya alcanzado el máximo esfuerzo a tensión f_t , se observa una pendiente lineal y por tanto se espera una respuesta elástica, como se mencionó anteriormente. Posterior a la deformación unitaria en la cual se alcanza f_t se observa el decrecimiento notable de la resistencia a tensión a medida que incrementan las deformaciones. El motivo de tal decremento de resistencia se debe a grietas que permanecen abiertas luego de haber excedido la resistencia máxima a tensión del material (Lowes, 1999).

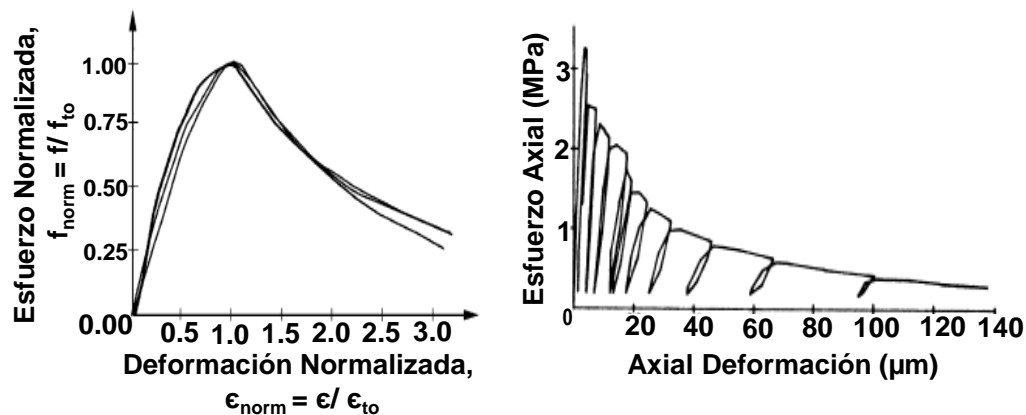


Figura 3-17. Curva esfuerzo-deformación a tensión bajo carga monotónica y cíclica. Adaptado de Lowes, (1999).

3.5 Modelos a Tensión del Concreto Implementados

Durante la presente investigación se emplearon dos modelos que describen las deformaciones por ablandamiento en concreto. El primer modelo corresponde al postulado por Hordijk, (1991), el cual fue basado en correlaciones numéricas de ensayos uniaxiales por tensión controlados por deformación. La forma del ablandamiento de la curva es de tipo exponencial. Los parámetros de entrada para este

modelo corresponden a la resistencia máxima a tracción del concreto y la energía de fractura en el modo de falla I. Las Ecuaciones 3-12 y 3-13 describen el decrecimiento de f_t a medida que se incrementan las deformaciones inelásticas. El modelo de Hordijk mostrado en la Figura 3-18 fue empleado para las modelaciones de elementos finitos en 2D y 3D descritos más adelante en los capítulos 4 y 5, respectivamente.

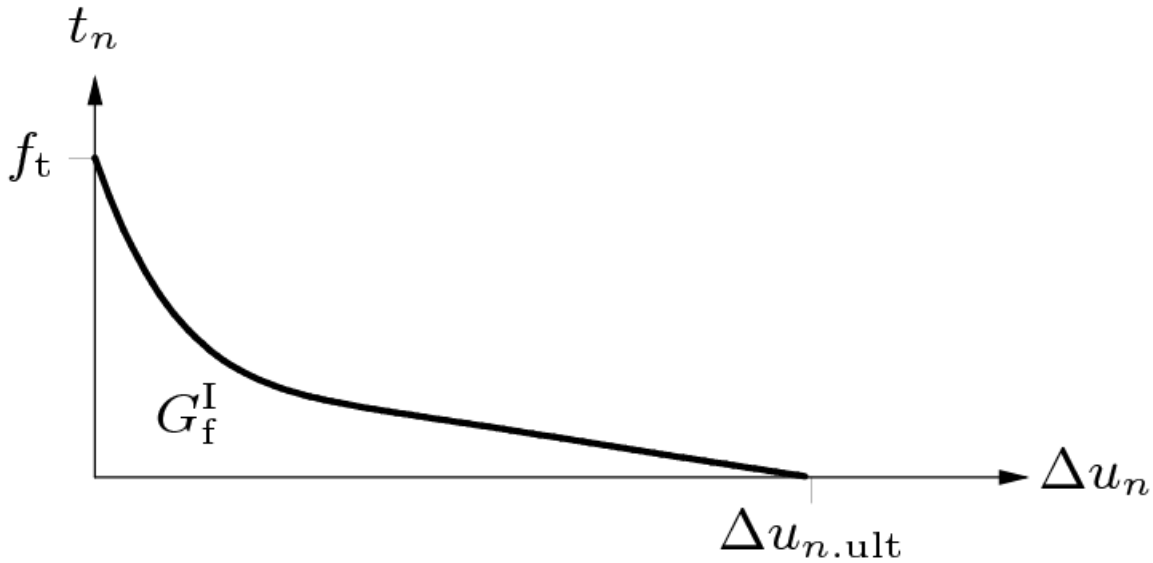


Figura 3-18. Curva de resistencia a tensión del modelo de Hordijk (TNO DIANA, 2017).

$$f_n[\Delta u_n] = \left\{ \begin{array}{ll} \left(1 + \left(c_1 \frac{\Delta u_n}{\Delta u_{n.ult}} \right)^3 \right) \exp \left(-c_2 \frac{\Delta u_n}{\Delta u_{n.ult}} \right) \dots & si \ 0 < \Delta u_n < \Delta u_{n.ult} \\ - \frac{\Delta u_n}{\Delta u_{n.ult}} (1 + c_1^3) \exp(-c_2) & \\ 0 & si \ \Delta u_{n.ult} < \Delta u_n < \inf \end{array} \right\} \quad 3-12$$

$$\Delta u_{n.ult} = 5.136 \frac{G_f^I}{f_t} \quad 3-13$$

Donde:

Δu_n es la deformación de la grieta.

$\Delta u_{n,ult}$ es la deformación última en la grieta.

G_f^I es la energía de fractura en el modo de falla I.

f_t es la máxima resistencia a tensión.

$c_1 = 3$ y $c_2 = 6.93$ son constantes.

En las modelaciones 2D fue empleado el modelo de Ablandamiento Lineal basado en energía de fractura. De manera similar al primer modelo descrito, los parámetros de entrada requeridos para estimar el ablandamiento del concreto corresponden a la resistencia máxima a tensión f_t , la deformación última en la grieta y la energía de fractura en el modo de falla I. Dichos parámetros son mostrados en la Figura 3-19 y matemáticamente son empleados en las Ecuaciones 3-14 y 3-15.

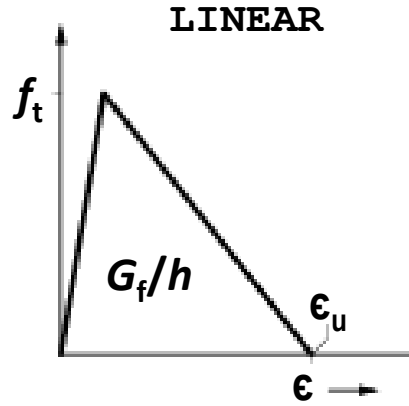


Figura 3-19. Curva de resistencia a tensión del modelo de ablandamiento Lineal. Adaptado de TNO DIANA, (2017).

$$f_n[\Delta u_n] = \begin{cases} 1 - \frac{\Delta u_n}{\Delta u_{n,ult}} & \text{si } 0 < \Delta u_n < \Delta u_{n,ult} \\ 0 & \text{si } \Delta u_{n,ult} < \Delta u_n < \inf \end{cases} \quad 3-14$$

$$\Delta u_{n,ult} = 2 \frac{G_f^I}{f_t} \quad 3-15$$

En la Figura 3-20 se muestra una curva esfuerzo-deformación para ambos modelos. En este caso se consideró una resistencia a la compresión de 2.2 MPa. Las diferencias en la deformación última en la grieta obedecen a las distintas reglas de ablandamiento.

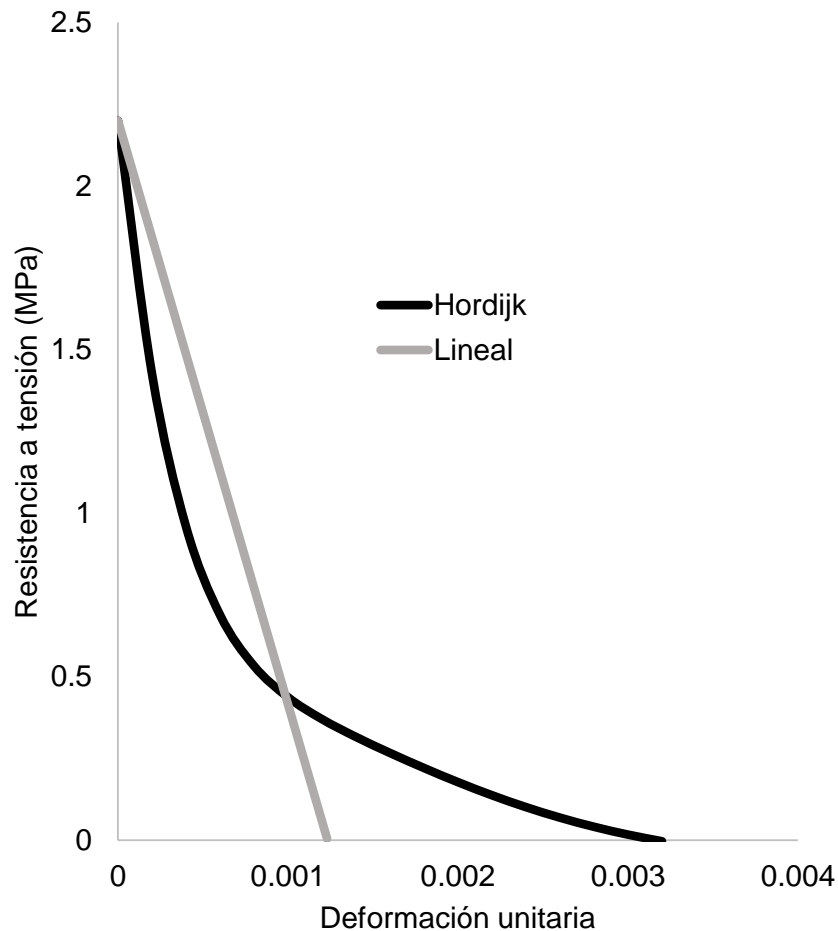


Figura 3-20. Comparación de modelos de ablandamiento por tensión en el concreto

3.6 Enfoque de los Modelos de Agrietamiento Distribuido (*Smeared-Crack Approach*)

El criterio de propagación de grietas y su dirección proviene de la teoría de la mecánica del medio continuo. El agrietamiento distribuido puede concebirse como una aproximación continua de las discontinuidades locales, las cuales son distribuidas sobre un área tributaria de elemento finito.

Los desplazamientos a lo largo de las superficies de las grietas son representados en términos de relaciones constitutivas de esfuerzo-deformación (Rots et al., 1985) y (Cervera & Chiumenti, 2006). Los modelos de agrietamiento distribuidos consideran el efecto de deformaciones por ablandamiento dados por la progresión de grietas.

Aunque los modelos de agrietamiento discretos van más acorde con la naturaleza de la grieta; partiendo de la definición de esta como una discontinuidad geométrica, los modelos de agrietamiento distribuido (*smeared crack models*) son más convenientes computacionalmente (Rots, 1989). Al considerar el material agrietado como continuo, con propiedades mecánicas modificadas y no como una ruptura geométrica, no se requiere de una discontinuidad en el mallado (ver Figura 3-21) ni una construcción de una nueva malla que se adapte a las nuevas condiciones (*remeshing*) y esto se considera una ventaja (Cervera & Chiumenti, 2006).

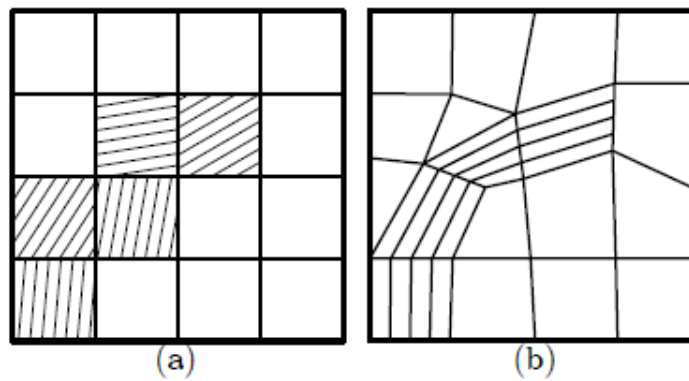


Figura 3-21. Aproximaciones de la propagación de la grieta, a) sin remallado, b) con remallado (Cervera & Chiumenti, 2006).

Los modelos de agrietamiento distribuido asumen que las deformaciones totales pueden ser descompuestas en deformaciones en el concreto y deformaciones en las grietas, tal cual como se expresa en la Ecuación 3-16. Esta descomposición mencionada permite que el modelo pueda incluir otros efectos, como térmicos o *creep* (Rots et al., 1985).

$$\Delta \varepsilon = \Delta \varepsilon^{co} + \Delta \varepsilon^{cr} \quad 3-16$$

Donde:

$\Delta \varepsilon$ es el vector total de incrementos globales de deformaciones.

$\Delta \varepsilon^{co}$ es el vector de incrementos globales de deformaciones en el concreto.

$\Delta \varepsilon^{cr}$ es el vector de incrementos globales de deformaciones en las grietas.

A nivel local, en las superficies de la grietas pueden presentarse aberturas normales a las caras las cuales son representadas por ε_{nn}^{cr} y desplazamientos relativos representados por deformaciones locales por corte γ_{nt}^{cr} . La Figura 3-22 muestra las aberturas normales y transversales a la superficie de las grietas. Las deformaciones locales en las grietas pueden llevarse a un sistema global mediante la transformación mostrada en la Ecuación 3-17.

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{xx}^{cr} \\ \varepsilon_{yy}^{cr} \\ \gamma_{xy}^{cr} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & -\sin \theta \cos \theta & \cos^2 \theta \\ \sin^2 \theta & \sin \theta \cos \theta & \cos^2 \theta \\ 2 \sin \theta \cos \theta & \cos^2 \theta & -\sin^2 \theta \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_{nn}^{cr} \\ \varepsilon_{nt}^{cr} \end{bmatrix} \quad 3-17$$

En forma resumida:

$$\varepsilon^{cr} = N e^{cr} \quad 3-18$$

Donde:

ε^{cr} es el vector global de deformaciones en las grietas.

e^{cr} es el vector local de deformaciones en las grietas con respecto a los ejes de las grietas.

N es una matriz de transformación.

θ es el ángulo desde el eje global x hasta la normal de la grieta.

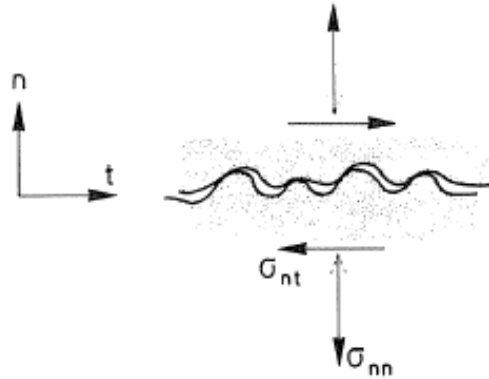


Figura 3-22. Esfuerzos y desplazamientos relativos en las grietas (Rots et al., 1985).

De manera similar, con base en la Figura 3-22 existe una relación entre los esfuerzos locales (normales y de corte) en la superficie y los esfuerzos globales, la cual es presentada en la Ecuación 3-19.

$$\begin{bmatrix} \sigma_{nn}^{cr} \\ \sigma_{nt}^{cr} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \sin^2 \theta & 2\sin\theta\cos\theta \\ -\sin\theta\cos\theta & \sin\theta\cos\theta & \cos^2 \theta - \sin^2 \theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{bmatrix} \quad 3-19$$

En forma resumida:

$$s^{cr} = N^T \sigma \quad 3-20$$

Donde:

s^{cr} es el vector de esfuerzos en la interface de la grieta

σ es el vector de esfuerzos globales

N es la matriz de transformación de esfuerzos en las grietas

Previo al agrietamiento, la relación de esfuerzo-deformación el concreto se comporta como un material linealmente elástico, como lo muestra la Ecuación 3-21. Durante el comportamiento no lineal, los esfuerzos en la superficie de las grietas y las deformaciones se relacionan mediante la Ecuación 3-22 y Ecuación 3-23.

$$\Delta \sigma = D^{CO} \Delta \epsilon^{CO} \quad 3-21$$

$$\Delta s^{cr} = D^{cr} \Delta e^{cr} \quad 3-22$$

$$D^{cr} = \begin{bmatrix} D_c & 0 \\ 0 & G_c \end{bmatrix} \quad 3-23$$

Donde D^{cr} es la matriz de interface, que contempla las deformaciones por ablandamiento en tensión, trabazón de los agregados y dilatación de las grietas.

La respuesta no lineal del concreto es dominada por el agrietamiento progresivo que resulta en una falla localizada (Rots et al., 1985). Entre los parámetros que afectan el agrietamiento se encuentran las deformaciones por ablandamiento, de acuerdo con su forma y magnitud.

Los diagramas de esfuerzos-deformación a tensión que incluyen ablandamiento, a su vez, se definen por dos parámetros. El primero es la resistencia a tensión f_t , El segundo es el área bajo la curva del diagrama mostrado en la Figura 3-23 y expresado mediante la Ecuación 3-24. Dicha área se asocia con la energía de fractura G_f , la cual es la energía necesaria para agrietar continuamente un área (Hillerborg, 1984).

$$g_f = \int \sigma_{nn} d\epsilon_{nn}^{cr} \quad 3-24$$

Donde:

g_f es el área bajo la curva del diagrama esfuerzos a tensión vs deformaciones en la grieta.

σ_{nn} corresponde al esfuerzo a tensión en la grieta.

$d\epsilon_{nn}^{cr}$ corresponde a las deformaciones normales en la grieta.

La energía de fractura puede calcularse mediante la Ecuación 3-24 como el área bajo la curva a través de la abertura de todas las grietas en la zona de fractura. De manera gráfica, la Figura 3-23 muestra área bajo la curva y muestra comparativamente la representación de un elemento agrietado sobre una longitud h bajo el enfoque de agrietamiento continuo (distribución de grietas) y un enfoque discreto (una grieta localizada).

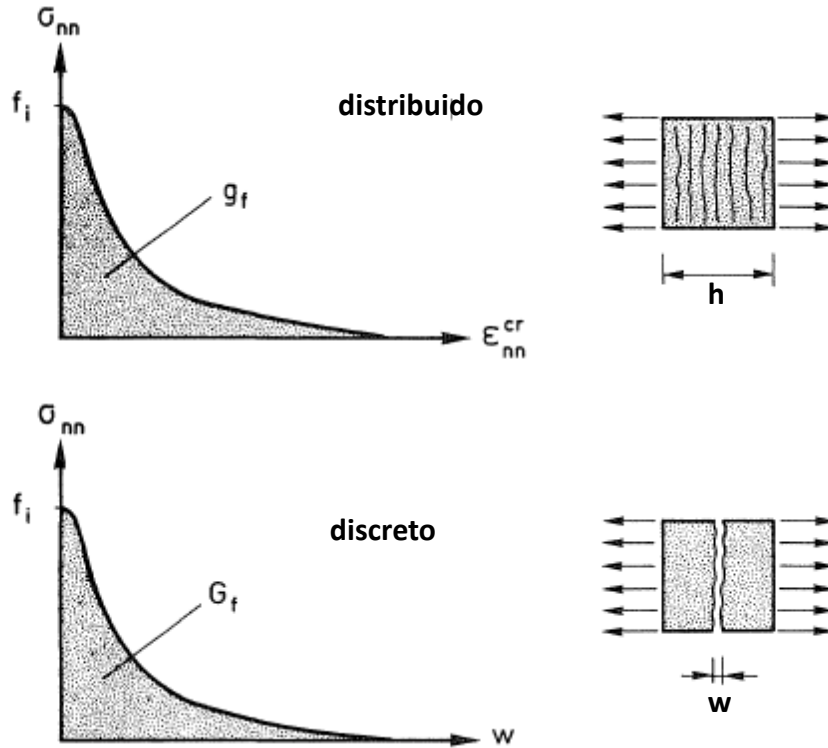


Figura 3-23. Comparativa de energía de fractura en modelos discretos y de agrietamiento distribuidos (Rots et al., 1985).

La variable w representa las deformaciones acumuladas de las grietas en un ancho de banda h y se calcula por la Ecuación 3-25. Cuando las grietas se encuentran uniformemente distribuidas, la suma de la aberturas de las grietas pueden estimarse mediante la simplificación presentada en la Ecuación 3-26 (Rots et al., 1985).

$$w = \int_h \varepsilon_{nn}^{cr} dn \quad 3-25$$

$$w = h \varepsilon_{nn}^{cr} \quad 3-26$$

Como se mencionó anteriormente, la forma como descende la relación de esfuerzo-deformación es un parámetro incidente en el agrietamiento. Esto se debe principalmente a que el módulo de deformaciones por ablandamiento debe ser ajustado al ancho de banda de la grieta y a la deformación última. En la Figura 3-24 se muestra un ajuste al ancho de la grieta mediante un ablandamiento lineal y bilineal. En la actualidad existen varios modelos de ablandamiento. Los modelos empleados en la investigación para describir el comportamiento no lineal del concreto a tensión fueron descritos en la sección 3.5.

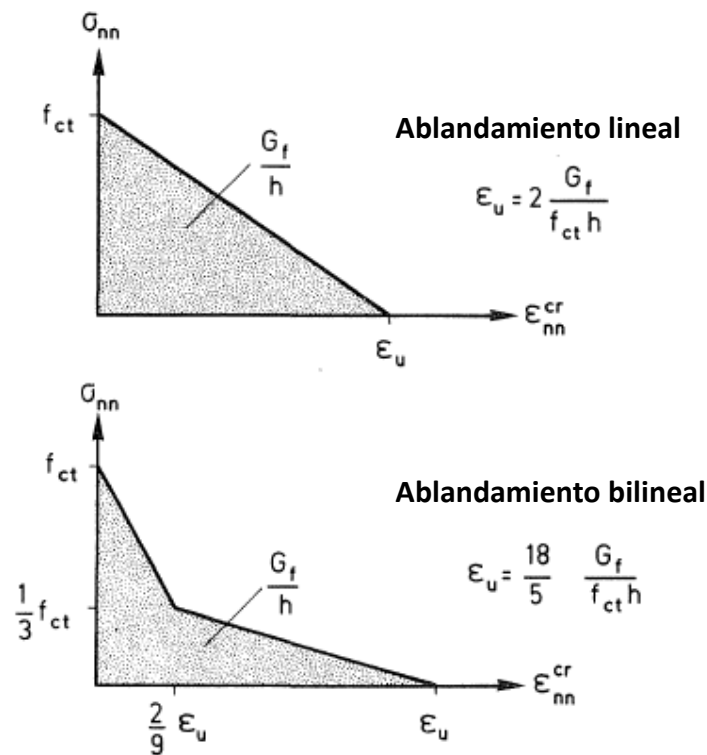


Figura 3-24. Ajuste del módulo de ablandamiento por deformaciones, lineal o bilineal (Rots et al., 1985).

En modelos de agrietamiento distribuido el posible daño en una zona localizada es relacionada con una longitud equivalente a la energía liberada por unidad de área. Dicha longitud equivalente depende

del tipo de elemento, tamaño, forma y esquemas de integración, por lo cual, será tomada con relación al área del elemento finito como lo sugiere la Ecuación 3-27 (Feenstra, 1993).

$$h = \alpha_h \sqrt{A_e} = \alpha_h \left(\sum_{\xi=1}^{n_\xi} \sum_{\eta=1}^{n_\eta} \det(J) w_\xi w_\eta \right)^{1/2} \quad 3-27$$

Donde:

w_ξ y w_η son factores de peso de la regla de integración gaussiana

α_h es un factor de modificación igual a 1 para elementos cuadráticos y $\sqrt{2}$ para elementos lineales (Rots, 1988).

3.7 Acero de Refuerzo

La participación del acero de refuerzo influye notablemente en el comportamiento de estructuras de concreto. Debido a que su respuesta puede verse afectada ante carga monotónica o cíclica, a continuación, se describen las principales características que presenta.

3.7.1 Comportamiento monotónico del acero

La respuesta del acero de refuerzo es determinada generalmente por ensayos uniaxiales de laboratorio de forma pseudo-estática. Bajo condiciones de aplicación de carga monotónica una relación esfuerzo-deformación como la que se muestra en la Figura 3-25 presenta las siguientes características (Lowes, 1999).

- Un comportamiento elástico antes del punto de fluencia
- Una platea de fluencia definida en un rango de deformaciones unitarias entre E_y y E_{sh} .
- Una fase de endurecimiento por deformaciones que conllevan a una resistencia pico mayor al valor de fluencia.
- En altas demandas, un decrecimiento de la resistencia gracias a la reducción del área transversal en la probeta.
- Un punto de fractura debido a grandes deformaciones y pérdida notable de resistencia.

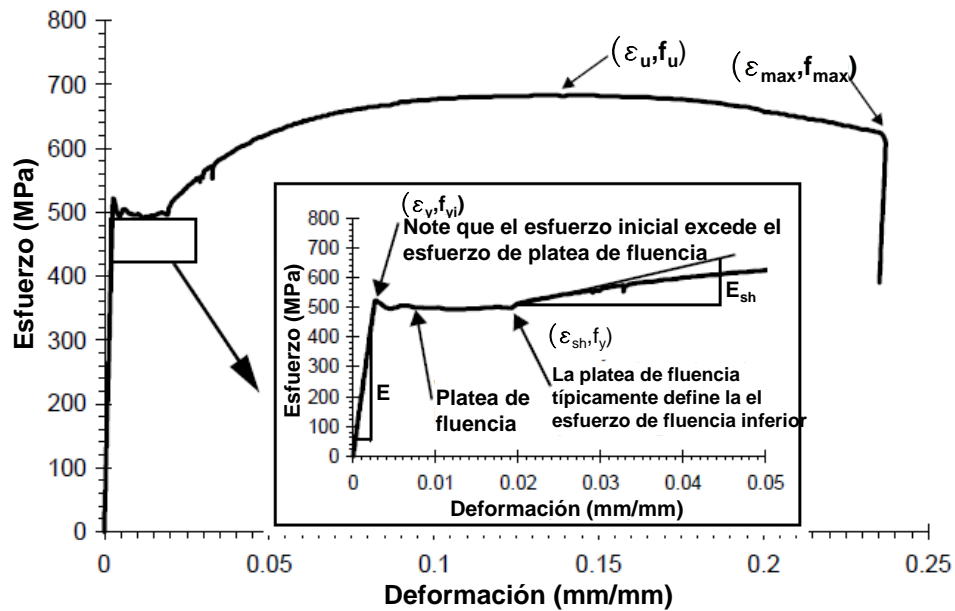


Figura 3-25. Curva esfuerzo-deformación para acero sometido a carga monotónica. Adaptado de Lowes, (1999).

3.7.2 Comportamiento cíclico del acero

El acero de refuerzo en estructuras de concreto sometidas a movimientos sísmicos experimenta demandas axiales cíclicas que pueden estudiarse en un patrón de historia de deformaciones. A diferencia de ensayos monotónicos, curvas en el acero bajo cargas reversibles presentan las siguientes características (Lowes, 1999). Algunas de estas pueden ser visibles en la Figura 3-26.

- Se observa el efecto Bauschinger cuando se tiende a alcanzar el límite de fluencia en la etapa de descarga, siendo más notable cuando el acero experimenta mayores incrementos de deformaciones.
- La pendiente de descarga es ligeramente menor a la pendiente inicial elástica.
- Incremento de resistencia debido a deformaciones por endurecimiento a media que incrementan ciclos de carga.

- Deformaciones por ablandamiento en cargas cíclicas cuando alcanza ciertos valores de deformaciones.

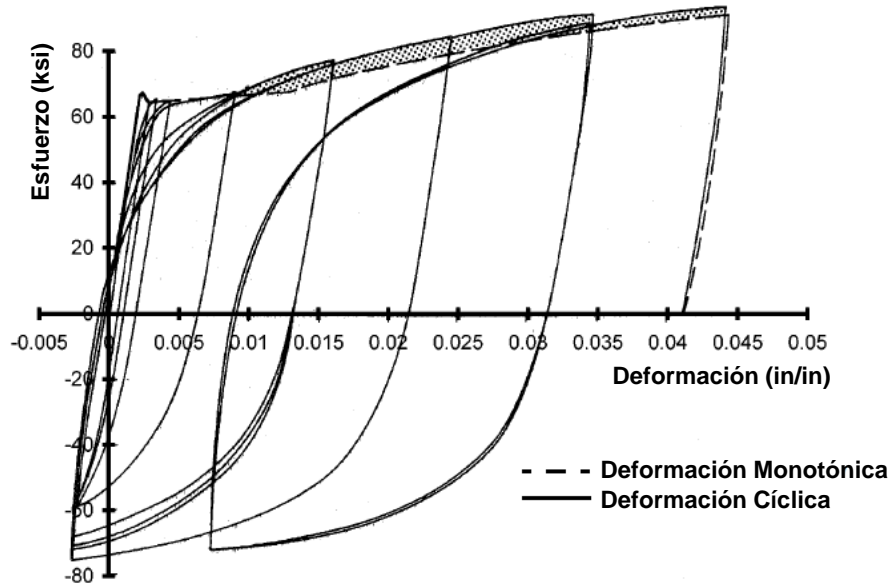


Figura 3-26. Curva esfuerzo-deformación para acero sometido a cargas cíclicas (Lowes, 1999).

3.7.3 Modelo Menegotto & Pinto

Menegotto y Pinto desarrollaron un modelo fenomenológico que describe la respuesta macroscópica acorde con ecuaciones no lineales calibradas de datos experimentales (Lowes, 1999). La curva de respuesta del acero bajo cargas cíclicas, como la que se muestra en la Figura 3-27 se describe mediante las ecuaciones 3-28 a la 3-31.

$$\sigma_{eq} = b\epsilon_{eq} + \frac{(1-b)\epsilon_{eq}}{(1 + \epsilon_{eq}^R)^{1/R}} \quad 3-28$$

$$\epsilon_{eq} = \frac{\epsilon_s - \epsilon_r}{\epsilon_0 - \epsilon_r} \quad 3-29$$

$$\sigma_{eq} = \frac{\sigma_s - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r} \quad 3-30$$

$$R = R_0 - \frac{a_1 \xi}{a_2 + \xi} \quad 3-31$$

Donde:

b es la rata de endurecimiento por deformaciones, estimada como la relación entre la pendiente propuesta entre el punto de origen y punto objetivo (carga o descarga).

ε_{eq} y σ_{eq} son las deformaciones y esfuerzos normalizados.

ε_0 y σ_0 son los puntos de intersección entre las tangentes.

ε_r y σ_r puntos de origen

R es el factor de forma de la curva de descarga.

ζ es la diferencia de deformación entre el punto de intersección entre las tangentes y el punto objetivo.

R_0 es el valor inicial de R durante el primer ciclo de carga definido experimentalmente al igual que las constantes a_1 y a_2 .

Una investigación paramétrica sobre la influencia de los parámetros de la Ecuación 3-28 concluyó que entre mayor sea R , la transición entre ciclos en los puntos objetivos se da de forma bilineal. Dado que R es positivo, si a_1 decrece o R_0 y/o a_2 decrece, la transición entre tangentes es más suavizada, incrementando la diferencia entre el esfuerzo del punto objetivo y el del ciclo de la curva (Dhakal & Maekawa, 2002). Dada la influencia de los parámetros expuestos Menegotto & Pinto (1973) sugieren los valores de $R_0 = 20$, $a_1 = 18.5$ y $a_2 = 0.15$.

Varios investigadores han concluido que la curva de Menegotto y Pinto representa adecuadamente la respuesta del acero en ciclos de carga y descarga, por lo cual ha sido empleado en diferentes trabajos como curva base (Stanton & McNiven, 1979), (Filippou, Popov, & Bertero, 1983).

No obstante, el modelo Menegotto and Pinto no considera en su formulación la platea de fluencia que se presenta en condiciones monotónicas.

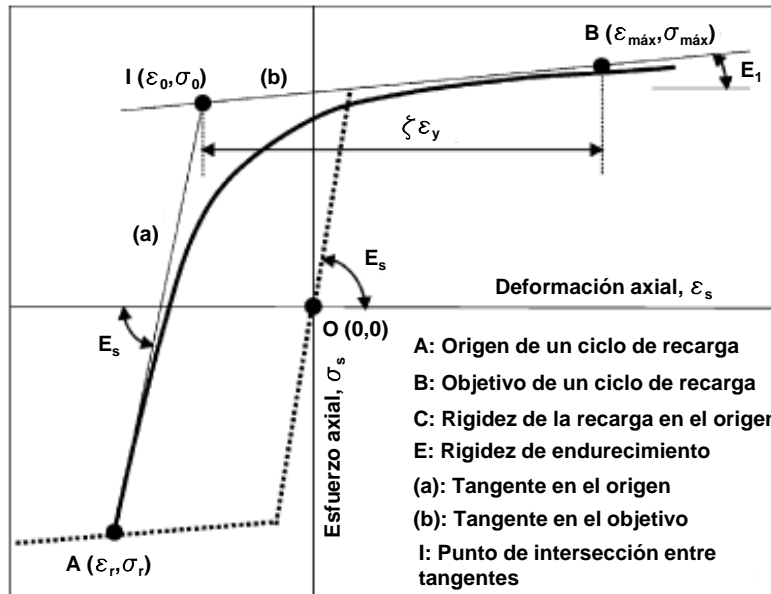


Figura 3-27. Modelo de Menegotto y Pinto para cargas cíclicas (Dhakal & Maekawa, 2002).

3.7.4 Modelo de Pandeo Inelástico de Monti & Nuti

Monti & Nuti (1993) desarrollaron un modelo de pandeo inelástico del refuerzo capaz de evaluar el comportamiento monotónico y cíclico. El modelo propuesto consiste en una relación de esfuerzo deformación (similar a la de Menegotto y Pinto) entre puntos reversibles donde los parámetros son actualizados luego de cada reversión de carga. Monti & Nuti (1993) consideraron cuatro reglas de endurecimiento en función del módulo de elasticidad, esfuerzo de fluencia, tasa de endurecimiento y coeficiente de peso.

De la Ecuación 3-32 a la Ecuación 3-37 se presentan las expresiones que describen el modelo de Monti and Nuti para modelación del refuerzo. La ecuación 3-32 que establece la relación entre esfuerzo y deformación, parte del modelo de Menegotto and Pinto debido a su selección de una amplia revisión crítica de diferentes modelos de la época realizado por los autores.

Cada tramo n -ésimo de la curva está descrito por los parámetros E^n , b^n , σ_y^n , ϵ_y^n , y R^n , los cuales se actualizan y almacenan en cada deformación reversible (Prota, Cicco, Cosenza, Prota, & Cicco, 2017). Al inicio, la curva inicia con la pendiente elástica E^n . En las curvas posteriores, el esfuerzo

adimensional σ^* presenta una tendencia dada por la Ecuación 3-36. Por último, la Ecuación 3-37 calcula el recorrido plástico en el medio ciclo n-ésimo.

$$\sigma^* = b\varepsilon^* + \left[\frac{(1-b)\varepsilon^*}{\left(1 + \varepsilon^{*R}\right)^{1/R}} \right] \quad 3-32$$

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r^n}{\varepsilon_y^{n+1} - \varepsilon_r^n} \quad 3-33$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_r^n}{\sigma_y^{n+1} - \sigma_r^n} \quad 3-34$$

$$R = R_0 - \frac{A_1 \xi_{\max}}{A_2 + \xi_{\max}} \quad 3-35$$

$$\sigma^* = (1-b) + b\varepsilon^* \quad 3-36$$

$$\xi^n = \left| \varepsilon_r^{n+1} - \varepsilon_r^n - \frac{\sigma_r^n - \sigma_r^{n+1}}{E^n} \right| \quad 3-37$$

Donde:

σ^* y ε^* corresponden al esfuerzo y deformación en términos adimensionales.

b es la tasa de endurecimiento.

ε_r^n y σ_r^n son las coordenadas del último punto de inversión.

R es el parámetro de curvatura en función del valor inicial de R_0 .

ξ_{\max} es el máximo recorrido plástico desarrollado.

A_1 y A_2 son valores que dependen de las propiedades mecánicas del acero.

E^n es el módulo de elasticidad del acero.

La Figura 3-28 muestra una curva teórica para el modelo matemático del acero propuesto por Monti & Nuti (1993).

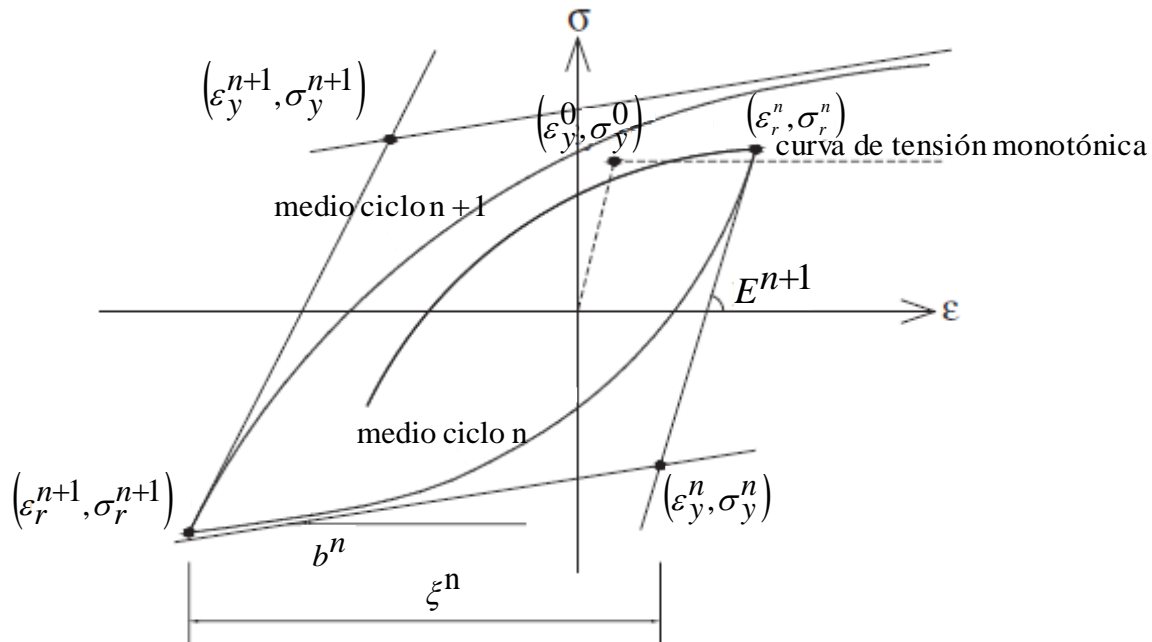


Figura 3-28. Definición de parámetros en la curva esfuerzo-deformación del acero en el modelo de Monti Nuti. Adaptado de Prota et al., (2017).

3.8 Tipos de Elementos Finitos

Las modelaciones en 2D han sido evaluadas con elementos planos delgados tipo membrana, apropiados cuando no existe flexión fuera del plano considerablemente. Debido a la formulación implementada en estos elementos cabe destacar las siguientes particularidades implementados en DIANA (TNO DIANA, 2017):

- Las cargas F (ver Figura 3-30) solo pueden aplicadas en el plano, debido a que no presentan rigidez transversal.
- Las componentes de fuerza perpendiculares a la cara del plano $\sigma_{zz} = 0$.
- No consideran flexión ni pandeo fuera del plano.

Los elementos Q8MEM corresponden a elementos cuadriláteros de esfuerzos planos con 4 nodos basados en interpolación lineal e integración de Gauss. Dichos elementos solo permiten deformaciones traslacionales como se indica en la Figura 3-29.

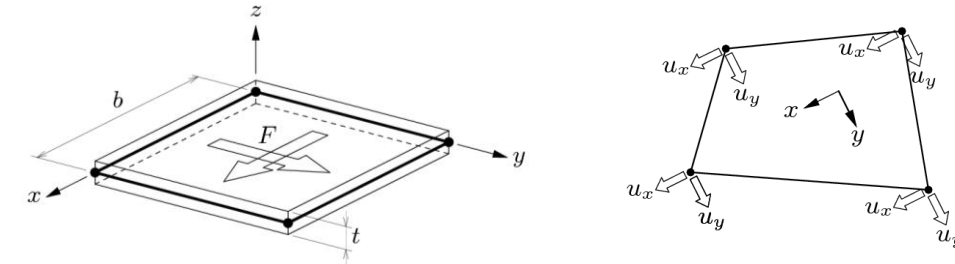


Figura 3-29. Elementos tipo *Regular plane stress*, fuerzas y deformaciones nodales (TNO DIANA, 2017).

Modelaciones en 3D relevantes para capturar el pandeo lateral fuera del plano han sido desarrolladas gracias a elementos “*Curved Shell*”. Básicamente, se refieren sólidos paramétricos degenerados que presentan las siguientes condiciones (TNO DIANA, 2017):

- Las normales no siempre permanecen rectas a las superficies de referencia.
- Los esfuerzos normales $\sigma_{zz} = 0$ y elemento es atravesado por plano con coordenadas cartesianas tangente al plano η y ξ (ver Figura 3-30).

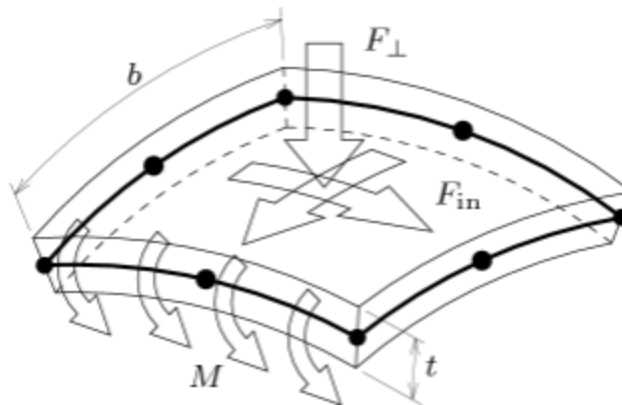


Figura 3-30. Elementos tipo *Curved Shell* (TNO DIANA, 2017).

Los desplazamientos posibles para elementos Curved Shell se encuentran los traslacionales u_x , u_y , u_z y rotacionales ϕ_x y ϕ_y , como lo indica la Figura 3-31.

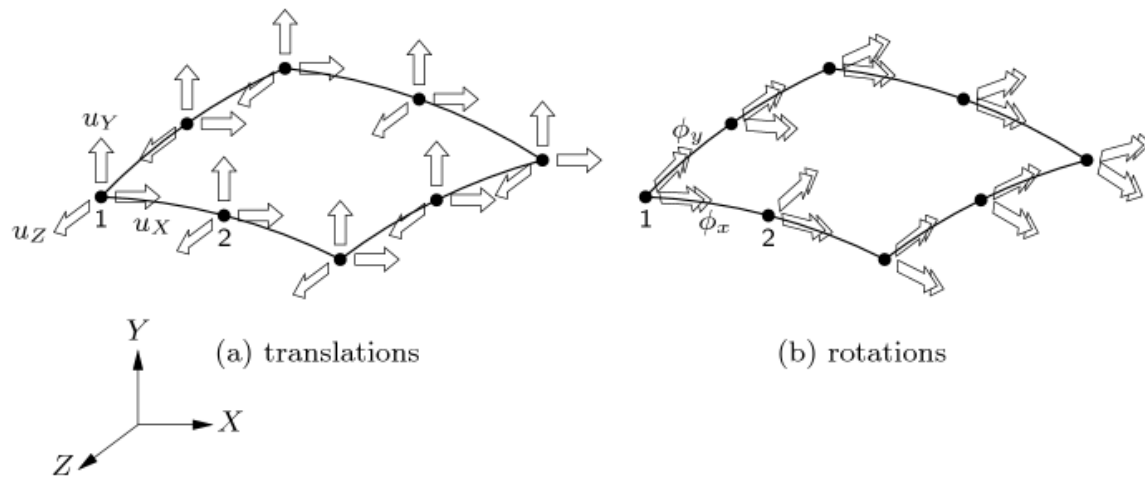


Figura 3-31. Grados de libertad disponibles en elementos tipo *Curved Shell* (TNO DIANA, 2017).

Existen diferentes variantes de elementos *Curved Shell*. Para las modelaciones se han implementado elementos cuadriláteros Q20SH (Figura 3-32) con esquemas de integración en área mediante interpolación lineal o de Gauss. Los puntos de integración en espesor considerados para los análisis del presente estudio son 5.

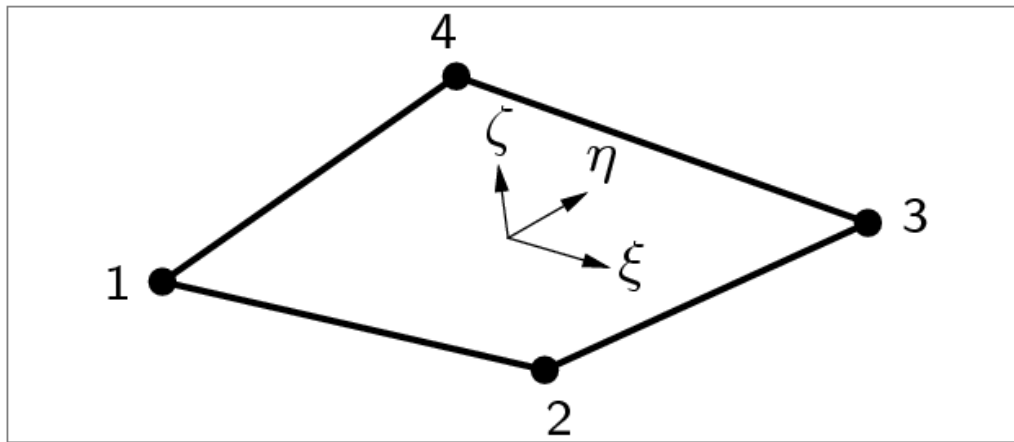


Figura 3-32. *Curved Shell* tipo Q20SH (TNO DIANA, 2017).

3.9 Inestabilidad Lateral Fuera del Plano de Columnas Esbeltas

El fenómeno de pandeo fuera del plano bajo cargas reversibles es influenciado principalmente por el protocolo de deformaciones previo que ha sufrido el elemento. Un miembro rectangular como una columna, o un elemento de borde que experimente amplios ciclos de deformaciones en tensión en el refuerzo compromete notablemente su estabilidad (Moehle, 2014).

En la Figura 3-33 se muestra un elemento de borde perteneciente al extremo del alma de un muro, de altura l , espesor b y altura efectiva kl . En el ciclo a tensión el refuerzo longitudinal ha superado la deformación de fluencia hasta llegar a niveles de esfuerzo y deformaciones f_{sm} y ε_{sm} respectivamente. Posteriormente, experimenta un ciclo de compresión tal que se descarga y el refuerzo alcanza niveles de deformaciones $-\varepsilon_y$ y queda con deformaciones residuales de $\varepsilon_{res} = \varepsilon_{sm} - f_{sm}/E_s - \varepsilon_y \approx \varepsilon_{sm} - 0.005$.

En elementos con dos capas de refuerzo la curvatura generada se da gracias a la fluencia de anticipada de una de sus capas, mientras que en elementos de una sola línea de refuerzo, el miembro rota alrededor de este. Cuando la deformación delta no es excesiva el contacto entre las caras del concreto ayuda a que el pandeo no siga incrementando. No obstante, a altos niveles de delta, los altos esfuerzos a compresión producen aplastamiento del concreto y pandeo lateral local del plano.

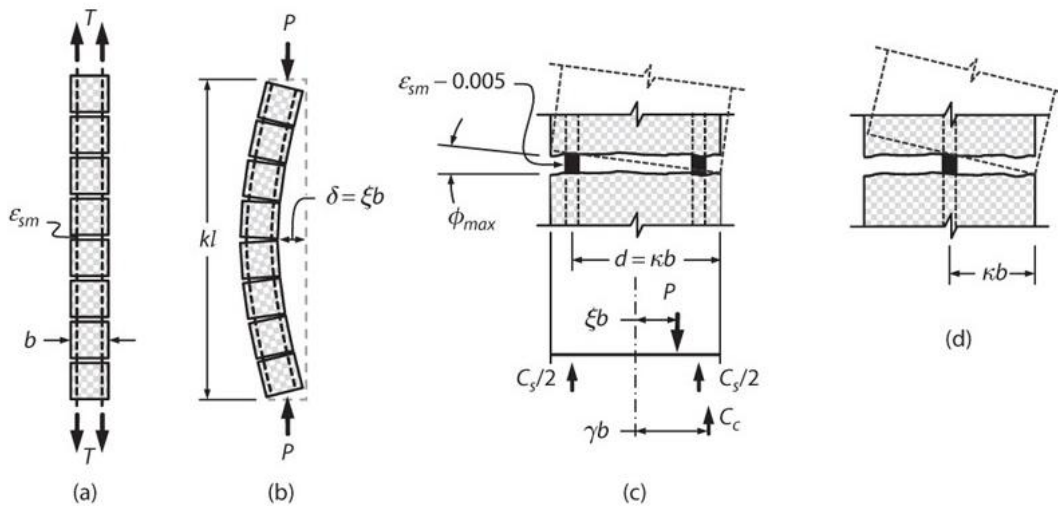


Figura 3-33. Esquema que lidera el fenómeno de deformación fuera del plano (Moehle, 2014).

Con base en la Figura 3-33, asumiendo una condición de empotramiento en ambos extremos, el factor de longitud efectiva es tomado como $k = 0.5$. Considerando que la curvatura presenta una forma armónica sinusoidal, las Ecuaciones 3-39 y 3-40 corresponden a la primera y segunda derivada de la Ecuación 3-38, la cual plantea el desplazamiento lateral en función de la altura.

$$\delta(y) = \delta_{\max} \sin\left(\frac{y}{kl} \pi\right) \quad 3-38$$

$$\delta'(y) = \delta_{\max} \left(\frac{y}{kl} \pi\right) \cos\left(\frac{y}{kl} \pi\right) \quad 3-39$$

$$\delta''(y) = -\delta_{\max} \left(\frac{y}{kl} \pi\right)^2 \sin\left(\frac{y}{kl} \pi\right) \quad 3-40$$

Evalutando la segunda derivada en la mitad de la longitud efectiva tenemos (Ecuación 3-41).

$$\delta''\left(\frac{kl}{2}\right) = \phi_{\max} = -\delta_{\max} \left(\frac{y}{kl} \pi\right)^2 \quad 3-41$$

Con las expresiones consideradas anteriormente, la relación entre la curvatura máxima y la deflexión máxima está dada por la Ecuación 3-42.

$$\delta = \xi b = \phi_{\max} \left(\frac{kl}{\pi}\right)^2 \quad 3-42$$

Gráficamente con la Figura 3-33 puede obtenerse otra expresión para la curvatura máxima.

$$\phi_{\max} = \frac{\varepsilon_{sm} - 0.005}{d} \quad 3-43$$

Aplicando equilibrio vertical y sumatoria de momento en el centro del elemento se obtienen las Ecuaciones 3-44 y 3-45.

$$\sum F = 0 \rightarrow P = C_s + C_c \quad 3-44$$

$$\sum M = 0 \rightarrow P \xi b = C_c \gamma b \quad 3-45$$

Representando el concreto por el bloque de compresión con esfuerzo promedio $0.85f'_c$ y profundidad $\beta_1 c$ y asumiendo que el refuerzo alcanza niveles de f_y se obtienen las fuerzas de compresión del concreto y el acero (Ecuaciones 3-46 y 3-47)

$$C_s = \rho_l b h f_y \quad 3-46$$

$$C_c = 0.85 f'_c \beta_1 c h = 0.85 f'_c (1 - 2\gamma) b h \quad 3-47$$

Operando las Ecuaciones 3-44, 3-45, 3-46 y 3-47 se obtiene la Ecuación 3-48.

$$(1 - 2\gamma) \left(\frac{\gamma}{\xi} - 1 \right) = \frac{\rho_l f_y}{0.85 f'_c} = \frac{m}{0.85} \quad 3-48$$

$$\text{Con } m = \frac{\rho_l f_y}{f'_c}$$

La solución de la Ecuación 3-48 está dada por la Ecuación 3-49 con raíces reales en función de ξ .

$$\xi \leq 0.5 \left(1 + \frac{2m}{0.85} - \sqrt{\left(\frac{2m}{0.85} \right)^2 + \frac{4m}{0.85}} \right) \quad 3-49$$

La solución de la Ecuación 3-49 para b/kl , donde b_{cr} se considera el espesor critico esta dado en

la Ecuación 3-50.

$$\frac{b_{cr}}{kl} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\varepsilon_{sm} - 0.005}{\kappa \xi}} \quad 3-50$$

La Ecuación 3-50 relaciona los parámetros que influyen en la inestabilidad lateral fuera del plano como son la relación de esbeltez b_{cr}/kl , las deformaciones máxima axial ε_{sm} , la profundidad efectiva del refuerzo κ y la relación mecánica del refuerzo m (Moehle, 2014). El parámetro κ es tomado como 0.8 para elementos delgados de dos capas y 0.5 para aquellos con una sola capa. Las Ecuaciones 3-51 y 3-52 muestran la relación entre el espesor crítico y las deformaciones axiales en tensión para elementos con una y dos cortinas de refuerzo, respectivamente. En este caso, $\sqrt{\xi} = 0.5$ como caso práctico de construcción (Moehle, 2014).

$$\frac{b_{cr}}{kl} = 0.9\sqrt{\varepsilon_{sm} - 0.005} \quad 3-51$$

$$\frac{b_{cr}}{kl} = 0.7\sqrt{\varepsilon_{sm} - 0.005} \quad 3-52$$

La Figura 3-34 muestra una compara las deformaciones axiales requeridas ε_{sm} para diferentes relaciones de longitud-espesor l/b para una y dos cortinas con refuerzo. Para este caso se estimó con $\kappa = 1$.

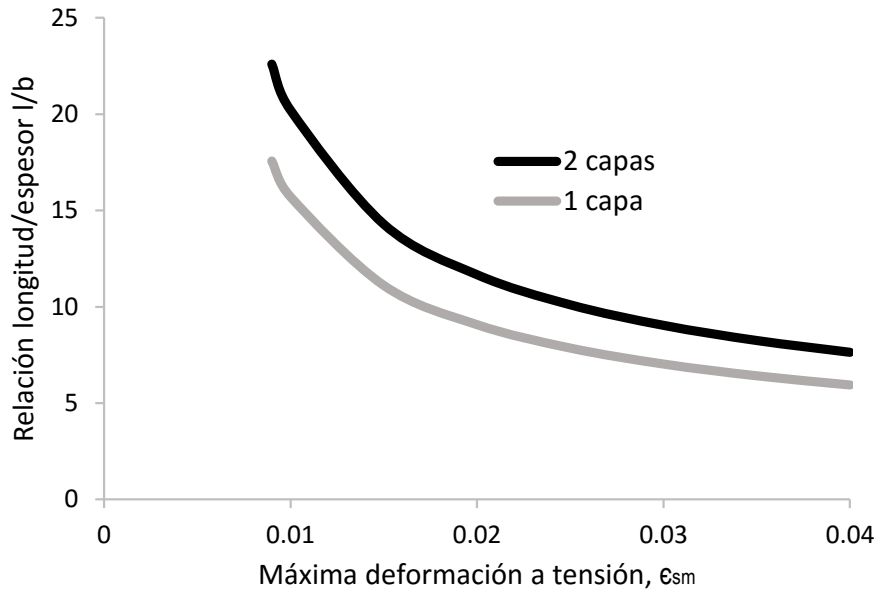


Figura 3-34. Relación de esbeltez versus máxima deformación por tensión. Adaptado de Moehle (2014).

4 CALIBRACIÓN DE MODELOS INELÁSTICOS DE ELEMENTOS FINITOS PARA LA SIMULACIÓN DE LA RESPUESTA EN EL PLANO DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO

En la presente sección se describen y presentan los resultados de la modelación de dos especímenes esbeltos de concreto reforzado que han sido ensayados en el laboratorio por Thomsen & Wallace, (1995) y Anh Tran, (2012). Como se observará más adelante la implementación de elementos finitos en la modelación de estos muros puede capturar adecuadamente el comportamiento inelástico predominante en cada uno de ellos. Los especímenes seleccionados para las modelaciones corresponden a dos paneles. El primero corresponde al muro RW2 con relación de aspecto de 3 (3660 mm de alto y 1220 mm de ancho) y una respuesta dominada por flexión. El segundo muro corresponde al espécimen RW-A15 con relación de aspecto de 1.5 (con 2057 mm de alto y 1220 mm de ancho) y mayor participación de las deformaciones por cortante en su respuesta.

4.1 Calibración del Modelo RW2

4.1.1 Descripción del Especimen RW2

En la literatura, el estudio presentado por Thomsen & Wallace, (1995) es conocido como un referente. El principal objetivo de esta investigación fue evaluar la efectividad de procesos de diseños basados en desplazamientos mediante un ensayo experimental de cuatro especímenes de geometría rectangular y en forma de “T”. A continuación, se describirá el espécimen RW2 por considerarse de especial interés para esta investigación.

El espécimen RW2 presenta una sección rectangular con dimensiones de 3660 mm de alto, ancho de 1220 mm y espesor de 102 mm. La escala empleada fue 1:4, en el cual se planteó evaluar un muro representativo de los cuatro primeros pisos de una edificación. Las condiciones del ensayo fueron configuradas para conservar una carga axial relativa de $0.07A_gf'_c$ (donde A_g es el área bruta de la sección y f'_c la resistencia a compresión del concreto) a través de un actuador hidráulico en la parte superior del muro y una relación M/V_l de 3. El ciclo de desplazamientos aplicados en la

parte superior del muro mediante un actuador horizontal se muestra en términos de deriva en la Figura 4-1.

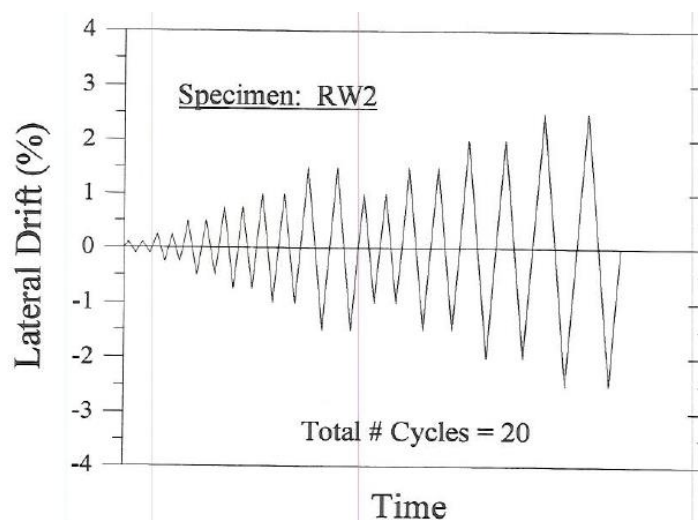


Figura 4-1. Protocolo de desplazamiento lateral en términos de deriva del espécimen RW2 (Thomsen & Wallace, 1995).

La resistencia promedio del concreto a nivel del primer del muro fue 37.7 MPa y la resistencia promedio a la ruptura de 5.63 MPa. El refuerzo en el alma consiste en barras de 6.4 mm de diámetro (#2) espaciadas a 190 mm en ambas direcciones y esfuerzo de fluencia (f_y) de 434 MPa. Los elementos de borde longitudinalmente están reforzados con barras de 9.5 mm de diámetro (#3) y f_y de 448 MPa. Adicionalmente, los extremos del muro contaron con estribos simples sin corbatas de 4.75 mm de diámetro y espaciados cada 51 mm, como se indica en la Figura 4-2. El confinamiento en los elementos de borde del RW2 fue empleado para retardar el efecto del pandeo de las barras de refuerzo y lograr un comportamiento controlado por aplastamiento de concreto (Thomsen & Wallace, 1995). La Tabla 4-1 muestra las propiedades del refuerzo empleado obtenida mediante ensayos mecánicos de tracción de probetas. La Figura 4-2 adicionalmente muestra el detalle del refuerzo y las dimensiones del muro RW2. La Figura 4-3 muestra el refuerzo expuesto durante la etapa constructiva y durante el ensayo cíclico. Una mayor descripción de espécimen y la instrumentación empleada puede ser consultada en Thomsen & Wallace, (1995).

Tabla 4-1. Propiedades mecánicas del acero, espécimen RW2, adaptado de Thomsen & Wallace, (1995).

Propiedades	Barra de acero de borde #3	Barra de acero en el alma #2	Barra lisa de refuerzo transversal $\frac{3}{16}$ in de diámetro
f_y (MPa)	434	448	434
f_u (MPa)	641	586	483
f_f (MPa)	634	552	483
E_s (MPa)	200000	200000	200000
E_{sh} (MPa)	10344	----	----
ϵ_y	0.0022	0.003	0.003
ϵ_{sh}	0.016	----	----
ϵ_u	0.10	0.08	0.06
ϵ_f	0.12	0.10	0.07

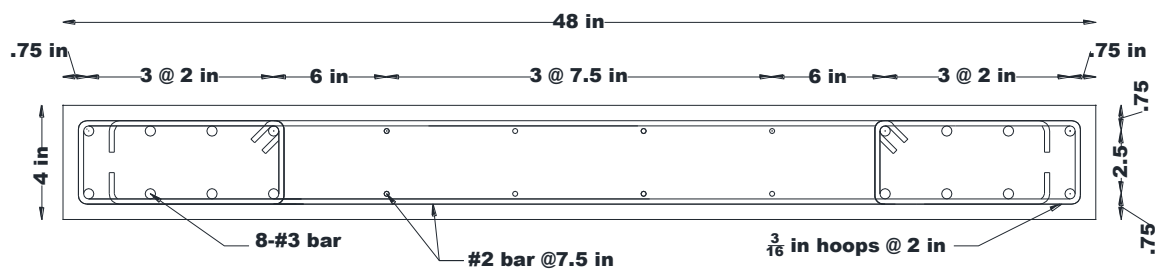


Figura 4-2. Detallado y refuerzo del espécimen RW2 en la base (Thomsen & Wallace, 1995).

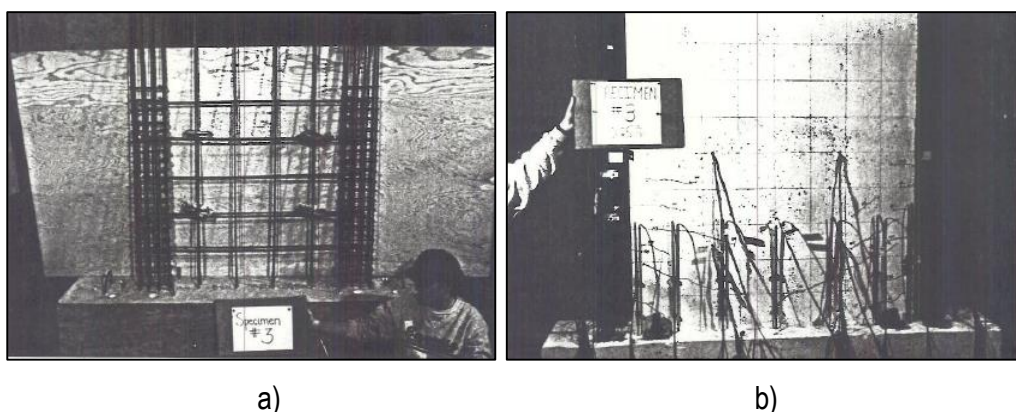


Figura 4-3. En a) exposición del acero de refuerzo en etapa constructiva y en b) configuración de instrumentos durante el ensayo cíclico, espécimen RW2 (Thomsen & Wallace, 1995).

Experimentalmente, Thomsen & Wallace, (1995) reportaron agrietamiento desde niveles de derivas del 0.25%. A medida que se aplicaba el protocolo de desplazamiento, las deformaciones inelásticas se concentraron en la zona de rótula plástica formada en el primer piso, sobre la base del muro. A medida que transcurría el ensayo, el concreto de recubrimiento experimentó aplastamiento desde niveles de deriva del 1.5% y posteriormente terminó con aplastamiento del núcleo de concreto y pandeo de barras en los elementos borde, provocando pérdida de capacidad a una deriva del 2.5%.

4.1.2 Descripción del Modelo de Elementos Finitos RW2

El espécimen RW2 ha sido modelado acorde con las condiciones experimentales planteadas por Thomsen & Wallace, (1995). Se han empleado elementos que permiten esfuerzos en el plano y un mallado rectangular con tamaño de 25 mm. Aunque tamaños de 50 mm y 100 mm de malla permitieron calcular la respuesta global del muro, 25 mm permitió una mejor definición del patrón de agrietamiento, como se presentará más adelante. La Figura 4-4 muestra las condiciones de frontera del modelo. En la parte inferior de muro, se consideran restricciones traslacionales en x , y . En el borde superior del muro, se impone una restricción traslacional en el sentido x , fuera del plano. Debido a que se están evaluando modelaciones en 2D y se están empleando elementos de esfuerzo plano, por definición, no se requieren restricciones fuera del plano y los esfuerzos salientes a la cara del muro (es decir, σ_z)

son cero. En la parte superior del muro, se ha aplicado el protocolo de desplazamientos establecido para el ensayo del elemento en el laboratorio (ver Figura 4-1).

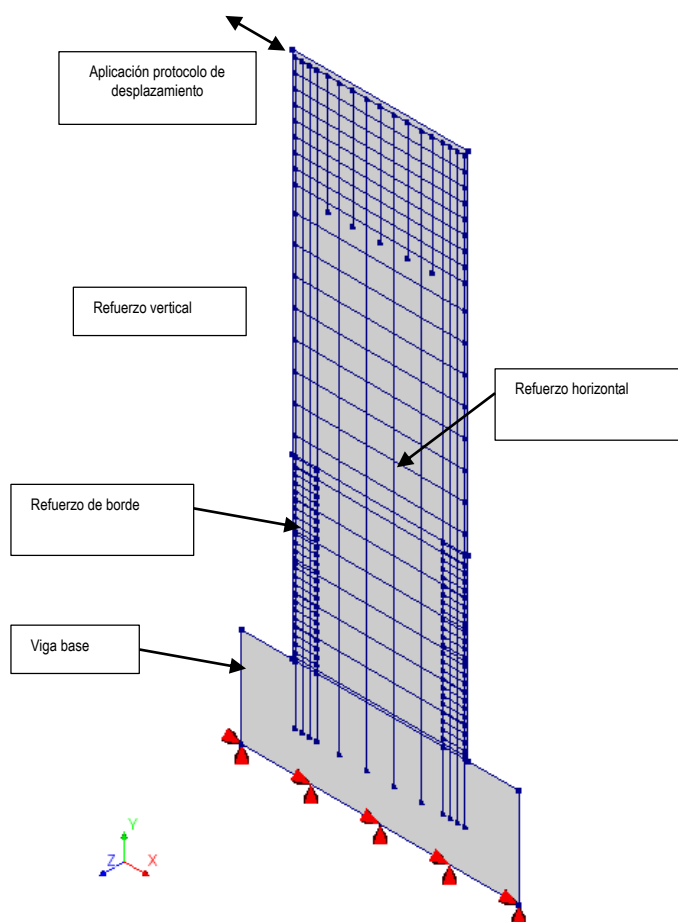


Figura 4-4. Modelo de elementos finitos para el muro RW2.

4.1.3 Materiales y Parámetros

En el concreto, la implementación del Modelo de Agrietamiento por Deformaciones Totales (*Total Strain Crack Model*, en inglés) permitió considerar propiedades no lineales tanto en compresión como en tensión. En ambos fenómenos fueron estimadas las energías de fracturas y demás parámetros requeridos por los modelos para la definición de materiales. Para el concreto confinado e inconfinado, se han implementado el modelo Parabólico, cuyas propiedades son definidas principalmente por la energía de fractura en compresión y su resistencia (ver Tabla 4-2). El comportamiento a tensión está determinado por el modelo de Hordijk y sus parámetros son estimados por el CEB-FIP (ComiteEuro-

International du Beton, 1990). El acero de refuerzo se ha modelado empotrado, asumiendo perfecta adherencia en extremos y con dos puntos de integración. El modelo cíclico de Menegotto & Pinto (1973) se ha definido para cada diámetro de barras de refuerzo, las propiedades mecánicas son presentadas en la Tabla 4-3.

Tabla 4-2. Propiedades y parámetros del concreto, espécimen RW2.

Concreto: Modelo de deformaciones totales basado en agrietamiento	
E (MPa)	32600
Poisson	0.15
Comportamiento a Tensión	
Curva	Hordijk
f_t (MPa)	4.37
G_t (MPa-mm)	0.162
Resistencia residual (MPa)	0
Comportamiento a Compresión	
Curva	Parabólico
f_c (MPa)	43.7
G_{uc} (MPa-mm)	58
G_{cc} (MPa-mm)	349
Resistencia residual (MPa)	8.74
Reducción lateral debido al agrietamiento	Vecchio and Collins 1993 límite inferior 0.20

Tabla 4-3. Propiedades y parámetros cíclicos del acero de refuerzo, espécimen RW2.

Modelo de Acero: Menegotto and Pinto	
E (MPa)	200000
Pendiente de tangente inicial	0.007
Curvatura inicial	20
a1	18.5
a2	0.15
a3	0.01
a4	7
Diámetro	Esfuerzo de fluencia (MPa)
ø3/16	434

ø6	448
ø9.5	434

4.1.4 Análisis de Resultados

En la Figura 4-5 se presenta la comparación de la curva fuerza-desplazamiento como una estimación de la respuesta global del muro. El análisis numérico presenta una rigidez inicial más pronunciada que tiende a estabilizarse a medida que avanza el protocolo de desplazamientos. La estimación analítica del cortante máximo fue de 170 kN mientras que el cortante experimental fue 159 kN, lo que se traduce en una variación porcentual de 6.6%. Aunque el último ciclo de desplazamientos no captura la falla, en general se aprecia un modelado adecuado de las trayectorias de cargas y descargas del elemento. El modo de falla experimental ocurrió debido al aplastamiento del núcleo de concreto seguido por el pandeo de barras en los elementos de borde. El uso de modelaciones bidimensionales no permite las deformaciones fuera del plano de los elementos y por tanto no captura el pandeo, no obstante, si es factible modelar el aplastamiento del concreto.

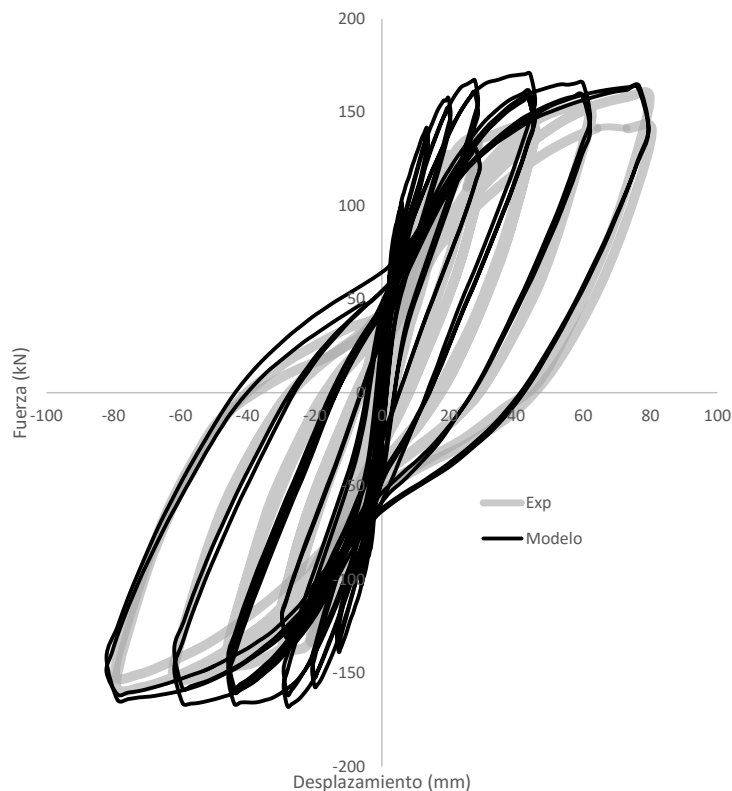


Figura 4-5. Curva histerética, muro RW2.

La implementación de elementos finitos permite estimar desplazamientos y deformaciones unitarias en modelos de agrietamiento. La Figura 4-6 muestra las deformaciones unitarias del muro RW2 correspondiente a un nivel de deriva del 2%. En la misma figura se aprecia como el nivel de daño parte de la zona inferior hasta alcanzar una altura media. Los niveles de deformaciones alcanzadas en la parte inferior derecha, indican que puede estar ocurriendo el fenómeno de aplastamiento del concreto, tal cual como se observó experimentalmente en el modo de falla del espécimen.

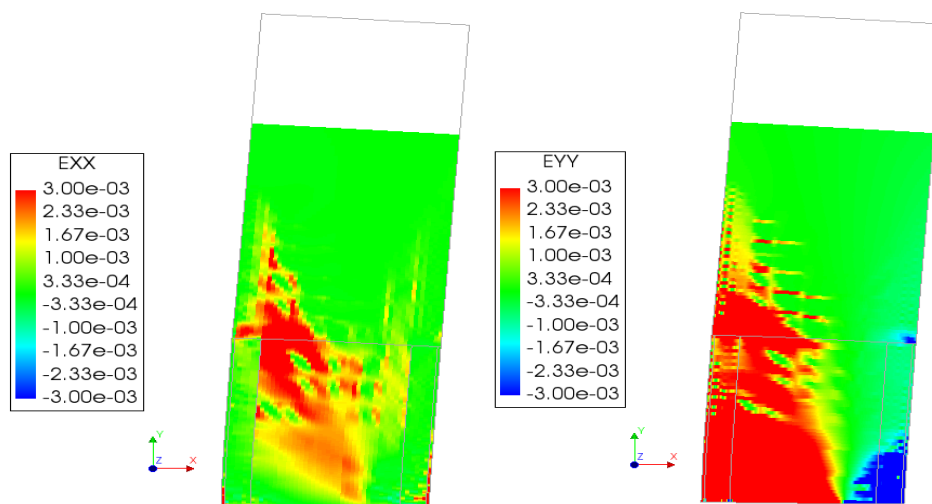


Figura 4-6. Deformaciones Totales en direcciones x e y , respectivamente en el muro RW2.

En la implementación de modelos de agrietamiento distribuidos es factible estudiar la progresión del agrietamiento a medida que se desarrolla el protocolo de desplazamientos. Como se aprecia en la Figura 4-7 el espécimen RW2 presenta principalmente un comportamiento controlado por flexión, donde la plasticidad se distribuye a lo largo del muro. En detalle, el patrón de agrietamiento mostrado para niveles de deriva del 0.20%, 0.75%, 1.20%, 2.0% y 2.5%, se desarrollan hasta una altura intermedia (algo congruente con las deformaciones totales de la Figura 4-6). Las grietas parten con una orientación horizontal en el extremo en tracción, y rotan a 45° hacia el centro del alma, a medida que incrementan los ciclos de desplazamiento.

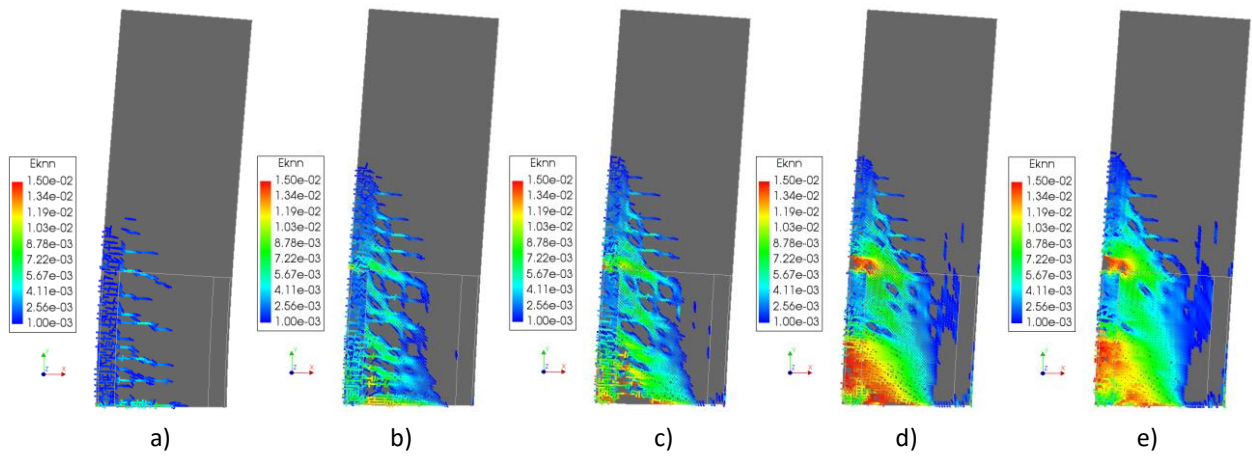


Figura 4-7. Patrón de agrietamiento de deformaciones normales en las grietas para derivas de a) 0.20%, b) 0.75%, c) 1.20%, d) 2.0% y e) 2.50%

Otra respuesta global disponible en el modelo corresponde al desplazamiento en altura del muro para diferentes niveles de deriva (Figura 4-8). El espécimen RW2 presenta una curvatura cóncava similar a la de un elemento en voladizo. Aunque la respuesta es ligeramente subestimada, observando el orden de magnitud, para todos los niveles de deriva se observa un ajuste adecuado de los resultados del análisis numérico en comparación con datos experimentales.

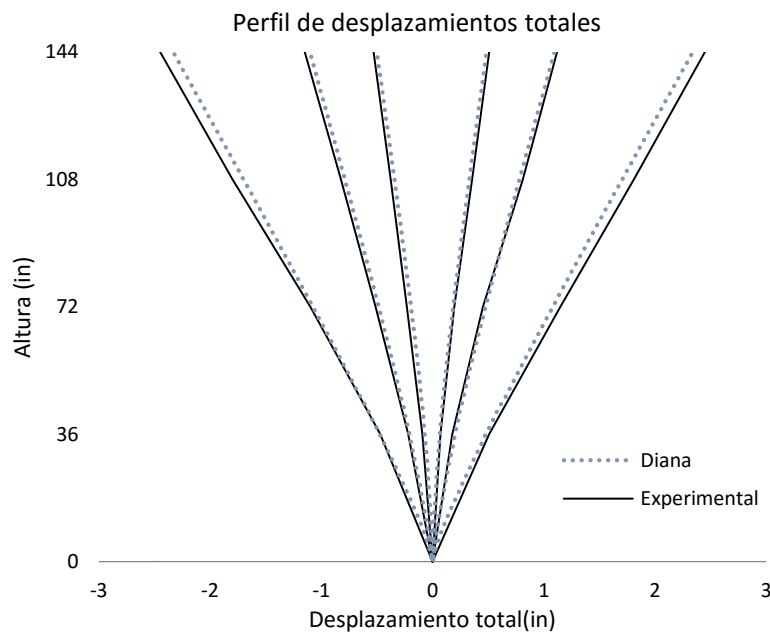


Figura 4-8. Perfil de desplazamiento en altura del muro RW2.

La Figura 4-9 muestra los niveles de deformaciones unitarias locales en la base del muro cuando se impone un nivel de deriva del 2.5%. Con la modelación inelástica con microelementos se muestra que la hipótesis de Euler-Bernoulli no es válida debido a que se presentan deformaciones no lineales en todo el ancho del muro. Si bien el perfil de deformaciones numérico captura su naturaleza no lineal, cabe anotar que subestima las deformaciones unitarias. El panel lineal en la base del muro fue creado para representar la viga de fundación sobre la cual se apoyó el muro en el experimento. Las propiedades lineales asignadas a la viga afectaron los valores de deformaciones unitarias en la base del muro.

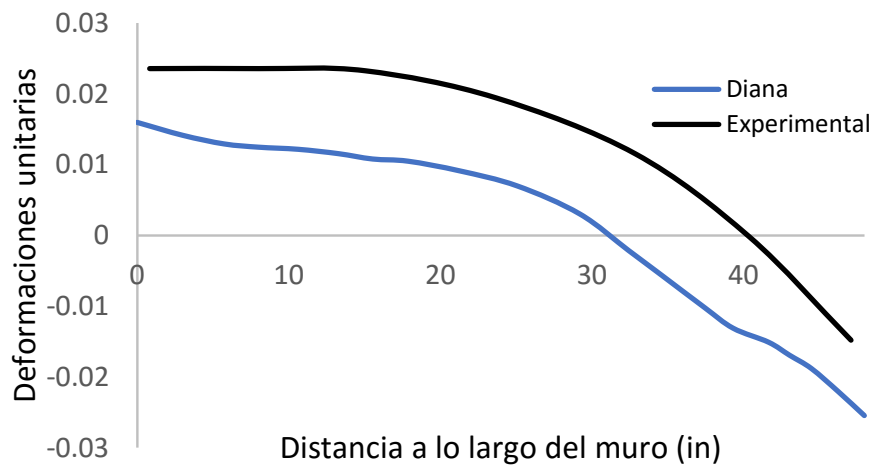


Figura 4-9. Perfil de deformaciones verticales en la base del muro RW2.

Adicionalmente, gracias a la implementación de elementos finitos puede conocerse localmente el comportamiento del acero refuerzo. Tomando el valor $\varepsilon_y = 0.002$ como referencia de la deformación unitaria de fluencia, la Figura 4-10 muestra que las barras del elemento de borde izquierdo en la zona inferior estando en tracción están presentando un comportamiento plástico. Por otro lado, las barras de refuerzo del elemento de borde derecho experimentan fluencia a compresión y está relacionado con el modo de falla observado experimentalmente, donde se presentó pandeo de estas barras. La fluencia del refuerzo horizontal es consecuente con el patrón de agrietamiento observado durante el protocolo de cargas, el cual se extendió a lo largo de la longitud del muro. Acorde con los resultados

anteriores, la fluencia tanto del refuerzo horizontal como del vertical no excede la altura media del muro, por lo que se estima que la concentración del daño no excede esta elevación.

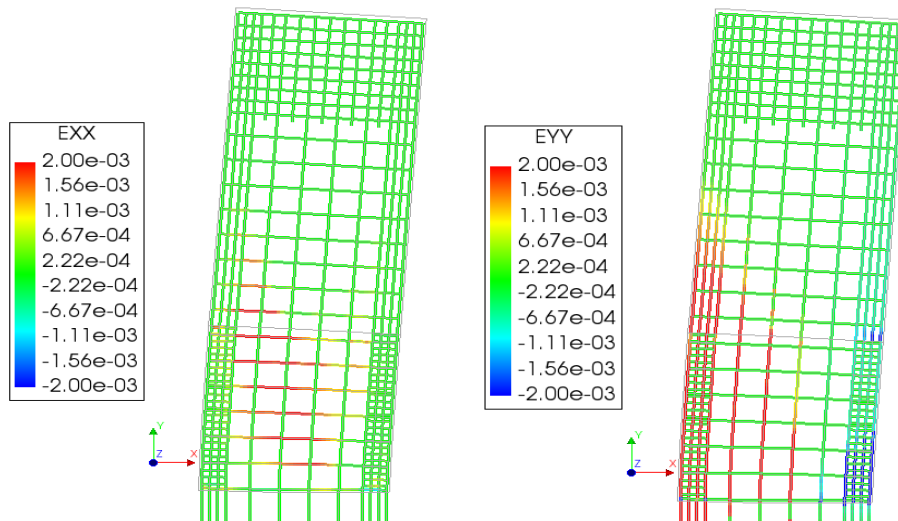


Figura 4-10. Deformaciones unitarias del acero de refuerzo del muro RW2.

4.2 Calibración del Modelo RW-A15

4.2.1 Descripción del Espécimen RW-A15

La investigación desarrollada por Anh Tran, (2012) fue basada en la construcción y evaluación de cinco muros estructurales de concreto. El estudio principalmente indagó sobre la interacción flexo-cortante y el comportamiento de la relación de aspecto, la carga axial y los esfuerzos de corte en patrones cíclicos de desplazamiento.

La resistencia a compresión de diseño del concreto para todo el espécimen fue de 34.5 MPa y una deformación unitaria pico de .0024 (la resistencia a compresión real de los cilindros estuvo alrededor de 55 MPa). Las dimensiones del muro RW-A15-P10-S78 son 2057.4 mm de alto, 1219 mm de ancho y 124.4 mm de espesor. El refuerzo del alma corresponde a dos capas en ambos sentidos espaciadas cada 127 mm con barras de 9.5 mm de diámetro (#3) grado 60 (414 MPa de fluencia). En los elementos

de borde el refuerzo longitudinal está compuesto por 8 barras de 15.90 mm de diámetro (#5) repartidas en dos capas con esfuerzo de fluencia de 414 MPa. El refuerzo transversal de 6.4 mm de diámetro (#2) grado 40 (276 MPa) está dispuesto mediante estribos de aro cerrado que incluye una rama alternada a lo largo de la altura, como lo indica la Figura 4-11.

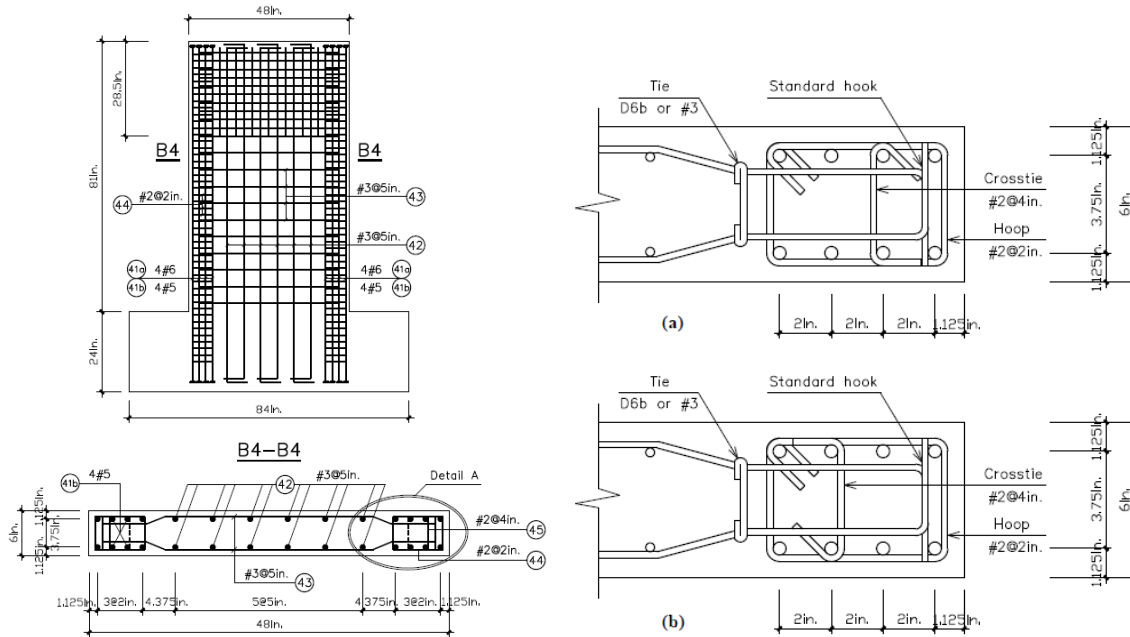


Figura 4-11. Dimensiones y detallado refuerzo del espécimen RW-A15 (Anh Tran, 2012).

Las condiciones de apoyo del espécimen en la parte inferior estuvieron dadas por una viga de fundación rígida conectada al piso del laboratorio con cables postensados y anclajes. La carga vertical aplicada fue de $0.1f_c A_g$ y fue impuesta mediante un actuador hidráulico con capacidad de 1000 kN. El patrón de desplazamientos verticales fue aplicado mediante un actuador de 890 kN. Inicialmente, el muro experimentó un protocolo de carga con incrementos de 1/8 del cortante de fluencia esperado. Posteriormente se aplicó un protocolo de desplazamiento correspondiente a 0.5%, 0.75%, 1.0%, 1.5%, 2.0%, 3.0% y 4.0%, como lo indican la Figura 4-12. El desplazamiento fuera del plano del muro fue evitado gracias a un sistema de cerchas planas dispuesto para tal fin.

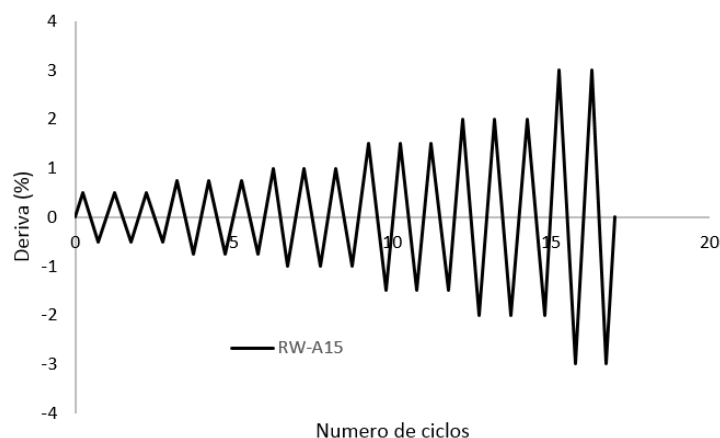


Figura 4-12. Protocolo de desplazamiento lateral en términos deriva del espécimen RW-A15 (Anh Tran, 2012).

Experimentalmente, el muro RW-A15 presentó un proceso de agrietamiento extensivo entre los niveles de deriva de 0.5% y 1.5%. En el ciclo último de falla se observó aplastamiento de concreto en el puntal diagonal a compresión en la zona inferior cercana a la cimentación del muro. Los niveles máximos de anchos de grietas finales fueron de 2 mm y 3 mm para las grietas horizontales y diagonales, respectivamente. Posterior al aplastamiento, se presenta deslizamiento por corte y pandeo fuera del plano en uno de sus elementos de borde.

4.2.2 Descripción del modelo de elementos finitos RW-A15

De manera similar, el espécimen RW-A15 se ha modelado conforme a las condiciones de laboratorio reportadas por Anh Tran (2012). Nuevamente se ha realizado una modelación en 2D empleando elementos con esfuerzos regulares en el plano y tamaño de malla de 25 mm. Las cargas verticales y horizontales fueron aplicadas en el extremo superior del muro, acorde al protocolo experimental. Como se explicó anteriormente, gracias a la formulación de esfuerzos planos, no fue necesario aplicar restricciones fuera del plano. En el borde inferior del muro, se aplicaron restricciones traslacionales en x e y , como lo muestra la Figura 4-13.

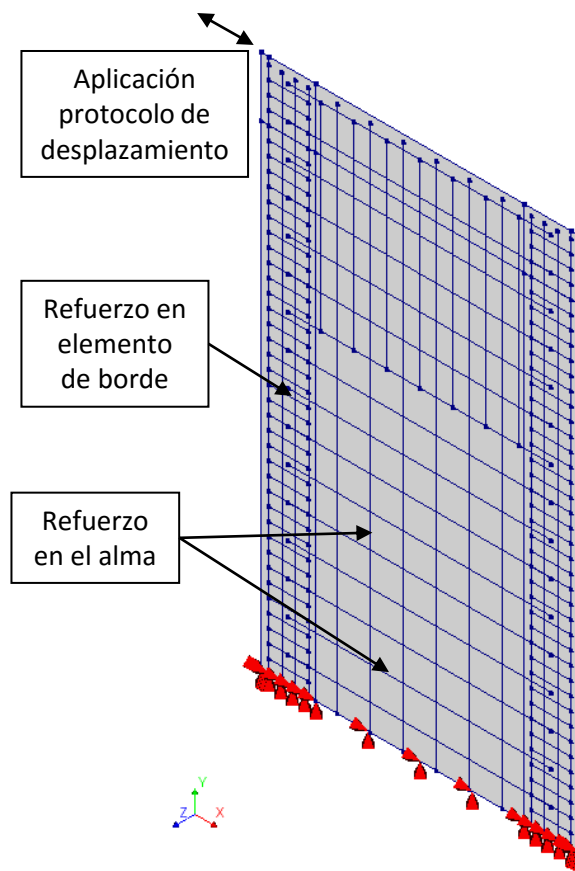


Figura 4-13. Modelo de elementos finitos para el muro RW-A15.

4.2.3 Materiales y parámetros

La definición de materiales se ha considerado de manera similar al espécimen RW2. En el concreto, mediante el modelo de agrietamiento por deformaciones totales se estimaron las energías de fractura para compresión y tensión. El acero de refuerzo fue modelado mediante la formulación de Menegotto and Pinto y las propiedades de cada tipo de varilla fueron tomadas de los valores reportados por Anh Tran (2012). La Tabla 4-4 y Tabla 4-5 describen en detalle los parámetros utilizados para los modelos de concreto y acero respectivamente.

Tabla 4-4. Propiedades y parámetros del concreto, espécimen RW-A15.

Modelo de Concreto	
E (MPa)	35344
Poisson	0.15
Comportamiento a Tensión	
Curva	Hordijk
f_t (MPa)	4.40
G_t (MPa-mm)	0.193
Resistencia residual (MPa)	0
Comportamiento a Compresión	
Curva	Parabólico
f'_c (MPa)	34.5
G_{uc} (MPa-mm)	65.73
G_{cc} (MPa-mm)	394.43
Resistencia residual (MPa)	11
Reducción lateral debido al agrietamiento	Vecchio and Collins 1986

Tabla 4-5. Propiedades y parámetros cíclicos del acero de refuerzo, espécimen RW-A15.

Modelo de Acero: Menegotto and Pinto	
E (MPa)	200000
Pendiente de tangente inicial	0.0008
Curvatura inicial	20
a1	18.5
a2	0.15
a3	0.01
a4	7
Diámetro	Esfuerzo de fluencia (MPa)
ø6	276
ø9.5	414
ø16	414
ø20	414

4.2.4 Análisis de resultados

La curva de fuerza-desplazamiento presentada en la Figura 4-14 describe la respuesta global de la estructura bajo los ciclos de histéresis impuestos. En dicha figura se observa que los desplazamientos objetivos en cada ciclo y la trayectoria de carga y descarga fueron modelados con una precisión razonable. El cortante basal reportado experimentalmente fue de 811 kN mientras que el cortante obtenido numéricamente corresponde 864 kN, lo cual revela una diferencia porcentual del 6.5%. La implementación de modelaciones bidimensionales no permite deformaciones fuera del plano y por tanto no es posible capturar el pandeo lateral fuera del plano y la pérdida de capacidad por corte en el último ciclo de desplazamiento, como se vió experimentalmente. No obstante, el modelo de elementos finitos captura el aplastamiento de los elementos de borde y campo de compresiones en el puntal diagonal de muro.

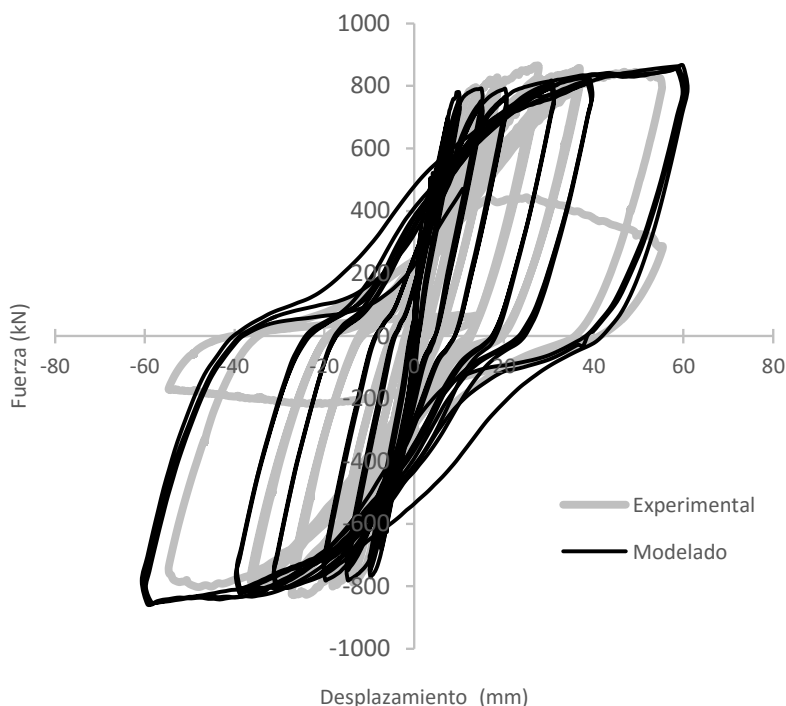


Figura 4-14. Curva histerética, muro RW-A15.

La Figura 4-15 muestra el campo de deformaciones unitarias totales calculadas para el modelo de elementos finitos del muro RW-A15. Entre las capacidades de la implementación de elementos finitos con modelos de agrietamiento distribuido se encuentra estimar deformaciones y esfuerzos a niveles

locales. Para un nivel de deriva del 2% en el borde superior del muro, se observa que la mayor cantidad de daño se concentra en la parte inferior del muro hasta alcanzar una altura media.

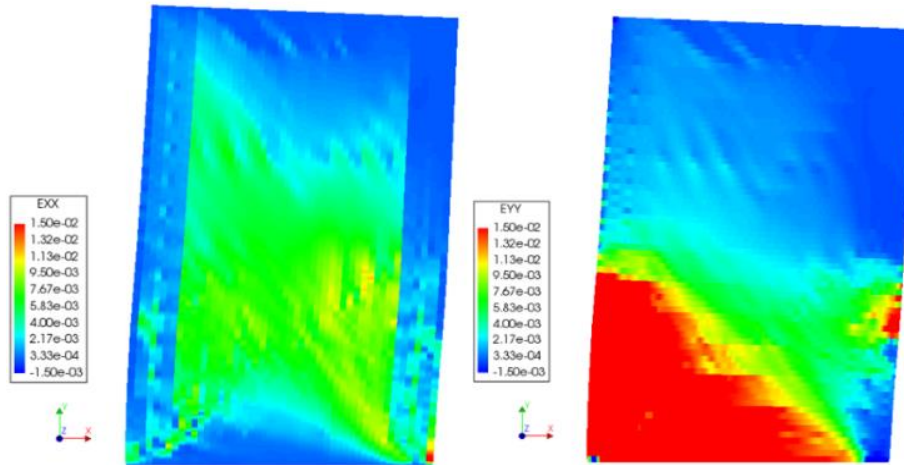


Figura 4-15. Deformaciones Totales en direcciones x e y , respectivamente en muro RW-A15.

La progresión del patrón de agrietamiento es mostrada en la Figura 4-16 para niveles de deriva del 0.20%, 0.75%, 1.20%, 2.0% y 2.5%. En contraste con el espécimen RW2, el muro RW-A15 presenta un comportamiento principalmente controlado por cortante, como era de esperarse por su relación de aspecto. El patrón de agrietamiento también difiere del modelo anterior. Desde el inicio de aplicación del protocolo de desplazamiento, en el espécimen RW-A15 las grietas presentaron una inclinación principalmente de 53° mostrando en general un comportamiento típico de un muro controlado por cortante. Inicialmente no se observan las grietas partiendo del muro debido a un incremento de concentración ubicado en el elemento de borde.

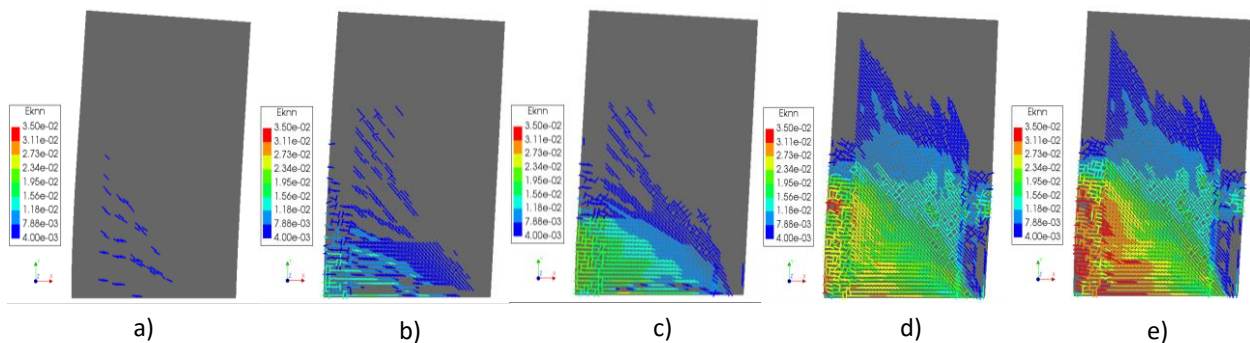


Figura 4-16. Patrón de agrietamiento de deformaciones normales en las grietas para derivas de a)0.20%, b)0.75%, c)1.20%, d)2.0% y e)2.5%.

El perfil de desplazamiento en altura para el muro para diferentes niveles de deriva se encuentra graficado en la Figura 4-17. Debido a la influencia de las deformaciones por corte, es notable una curvatura convexa para el perfil de desplazamientos totales. Comparativamente con resultados experimentales, en cada nivel de deriva se observaron ligeras discrepancias en la zona baja del muro, que fueron más notables a mayores niveles de deriva. No obstante, el nivel de precisión obtenido en los análisis numéricos es aceptable.

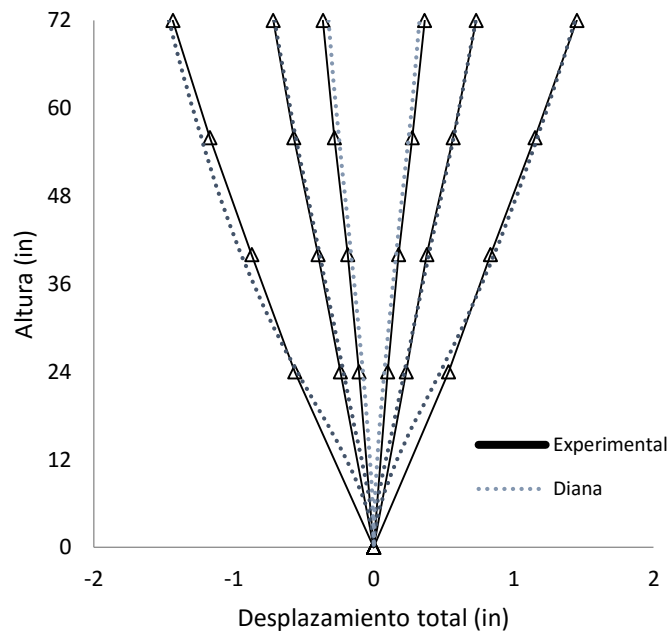


Figura 4-17. Perfil de desplazamiento en altura del muro RW-A15.

En cuanto a las deformaciones unitarias en la base del muro, nuevamente se observa un comportamiento contrario a las hipótesis de Euler-Bernoulli, donde las deformaciones no permanecen lineales a lo largo del muro. Para el nivel de deriva del 2% mostrado en la Figura 4-18, se aprecia una coincidencia en la estimación del eje neutro, en comparación con datos experimentales. Sin embargo, es claro una sobreestimación en las deformaciones unitarias que pueden ser atribuidos a las condiciones de frontera impuestas en el modelo de elementos finitos.

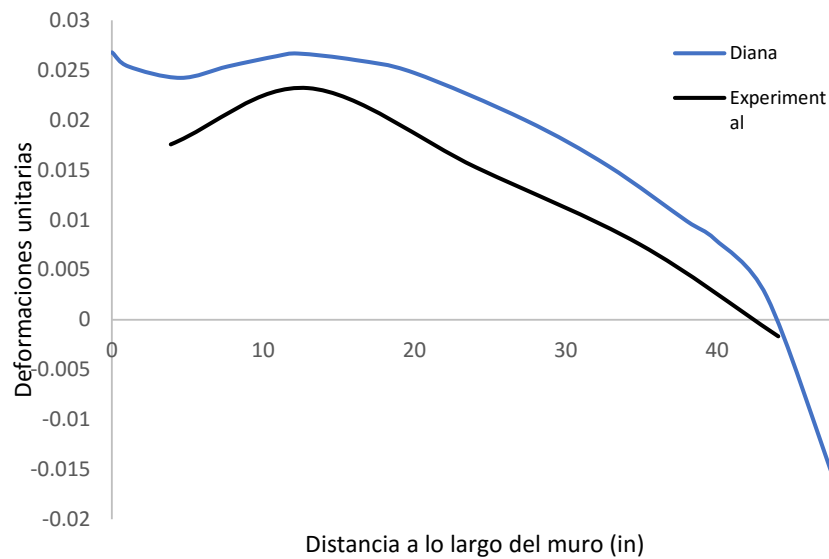


Figura 4-18. Perfil de deformaciones verticales en la base del muro RW-A15.

Por último, la Figura 4-19 muestra las deformaciones unitarias del acero de refuerzo para un nivel de derivas del 2%. Tomando como referencia $\varepsilon_y = 0.002$ como deformación unitaria de fluencia, se observa que daño del muro se concentra en su zona inferior y central. A la izquierda de la Figura 4-19 se observa cómo se ve afectado el refuerzo horizontal, el cual se encuentra fluyendo en forma diagonal según el patrón de agrietamiento dado por el fenómeno de corte. La imagen derecha también indica que el refuerzo vertical se encuentra en estado de fluencia en la parte inferior del muro. A diferencia del espécimen RW2, no se aprecia que el refuerzo vertical del elemento de borde derecho se encuentre en compresión considerablemente, lo cual sugiere que flexo-compresión ni aplastamiento fueron los modos de falla en el muro RW-A15.

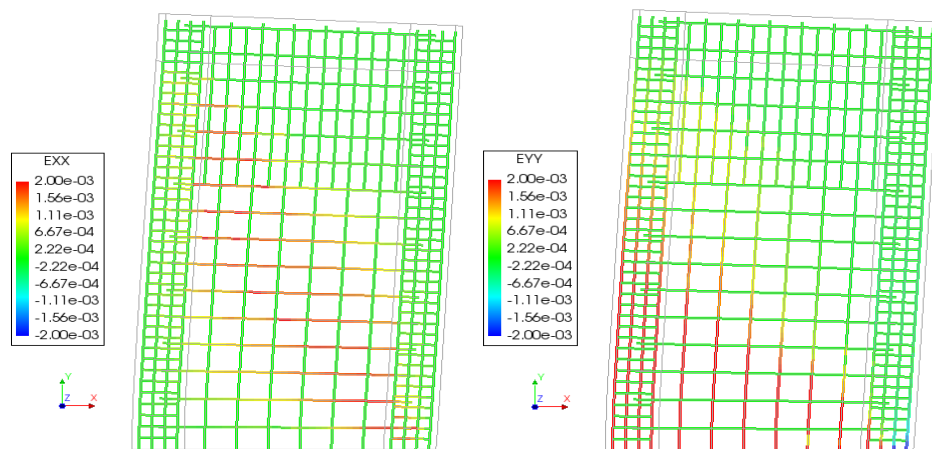


Figura 4-19. Deformaciones unitarias del acero de refuerzo del muro RW-A15.

5 MODELACIÓN DE ESPECÍMENES 3D CON PANDEO FUERA DEL PLANO

A continuación, se presentan las modelaciones correspondientes a fallas de inestabilidades fuera del plano. Durante el desarrollo del capítulo se mostrará numéricamente la influencia del espesor y la cuantía de refuerzo en el pandeo del elemento de borde.

Se mostrará como el elemento de borde de un muro esbelto de concreto puede comportarse de manera similar a un elemento columnar aislado y la influencia del espesor y la cuantía de refuerzo para ocasionar el pandeo.

5.1 Motivación: Modelaciones con Especímenes Columnares

Chai & Elayer (2000) investigaron la inestabilidad lateral fuera del plano mediante la idealización de los bordes de los muros como una columna con extremos articulados. Como se mostrará más adelante en esta sección, el estudio con especímenes columnares estuvo enfocado en mostrar que la mecánica del pandeo fuera del plano es dominada por las deformaciones axiales a tracción y que su estimación anticipada es relevante para el control del pandeo.

El mecanismo general de pandeo de un muro rectangular de concreto puede explicarse con ayuda de la Figura 5-1. Cuando un muro experimenta fuerzas que lo desplazan hacia la derecha, el elemento de borde izquierdo es sometido a esfuerzos de tensión, se desarrollan grietas y fluye el acero de refuerzo. Contrario a esto, el elemento homólogo derecho experimenta compresión. Cuando las fuerzas laterales actúan en la dirección contraria, el elemento izquierdo sufre compresión y las grietas preexistentes de ciclos anteriores eventualmente pueden cerrarse. Al otro extremo, en el elemento de borde derecho se desarrollan aberturas de grietas como producto de los esfuerzos a tensión. Debido a que las fuerzas sísmicas son cíclicas, se presenta un proceso de abertura y cerramiento de grietas que parte desde los bordes hasta el centro del panel. El pandeo del muro ocurre cuando el elemento de borde haya alcanzado un nivel de deformación unitaria vertical excesivo que no logre el cerramiento de grietas en el ciclo de compresión.

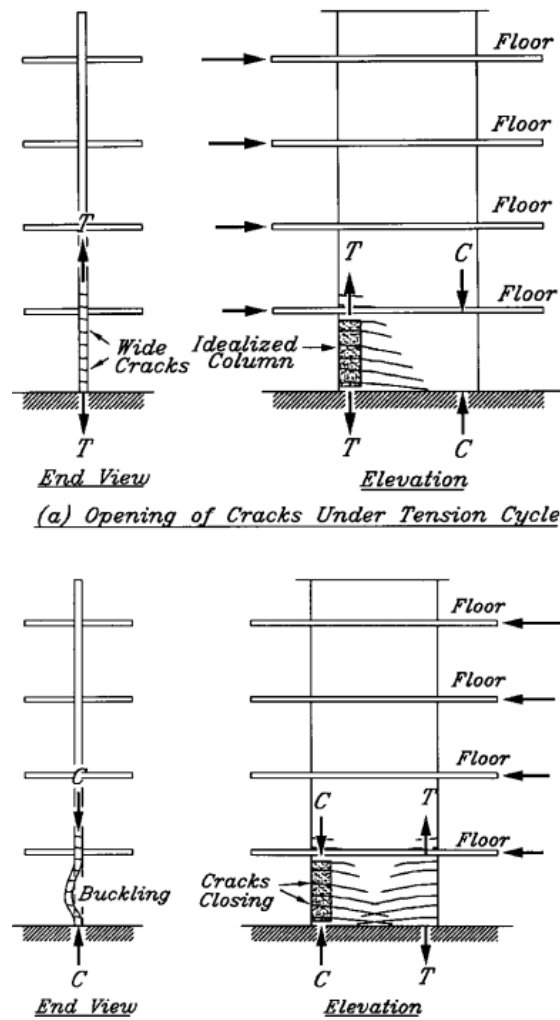


Figura 5-1. Proceso de abertura y cerramientos de grietas bajo amplios ciclos de tensión y compresión (Chai & Elayer, 2000).

Adicionalmente, Chai and Elayer explicaron el mecanismo lateral de pandeo fuera del plano en muros de concreto, relacionando la deformación y fuerza axial con la deformación fuera del plano como se muestra a continuación. La descripción del fenómeno del problema explicado a continuación se realiza con base en un elemento tipo columna esbelto de con dos capas de refuerzo, como el mostrado en la Figura 5-3. Inicialmente, en la Figura 5-2 se observa la trayectoria o-a, la cual corresponde a ciclos de deformaciones por tensión. A lo largo de este trayecto, pueden presentarse deformaciones elásticas, sin embargo, cuando se experimentan grandes deformaciones por tensión hasta alcanzar el punto a, se observan las mayores amplitudes de grietas. Seguidamente de a-b, se presenta un ciclo de recarga

donde se recuperan la deformación elástica principalmente del acero de refuerzo, el cual experimentó grandes deformaciones en el trayecto previo. En este tramo, la compresión es resistida por el refuerzo dado que las grietas aún permanecen abiertas. Posteriormente, entre c y d el proceso de recarga continúa causando la fluencia de la segunda capa de refuerzo y un incremento de las deformaciones fuera del plano. En la Figura 5-2 se observa que a partir de d se pueden presentar dos trayectos. El tramo d-e ocurre cuando en el punto d es factible el cerramiento de las grietas debido a que se está en medio de un proceso de recarga y el desplazamiento fuera del plano se reduciría notablemente. No obstante, esto ocasionaría deformaciones de compresión considerables entre las superficies en contacto del concreto. Incrementos de carga pueden generar aplastamiento y posterior pandeo de barras. Por último, el trayecto d-f ocurre cuando el pandeo fuera del plano se incrementa debido a que las grietas con grandes amplitudes ocasionadas inicialmente no fueron posibles que se cerraran en el punto d. Como puede apreciarse, el punto a es el más importante puesto que su magnitud puede definir la trayectoria de desplazamientos fuera del plano mencionada anteriormente.

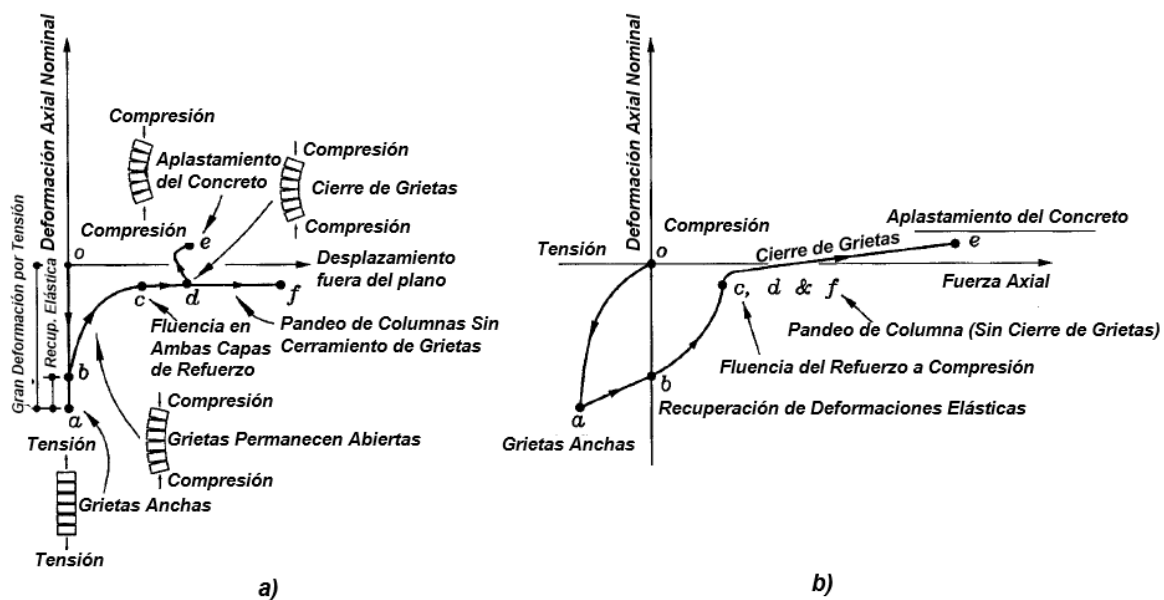


Figura 5-2. En a) Deformación axial nominal versus desplazamiento fuera del plano y en b) Deformación axial nominal contra carga axial (Chai & Elayer, 2000).

Experimentalmente, Chai & Elayer, (2000) probaron especímenes de tipo columnar con distintas configuraciones de esbeltez y refuerzo longitudinal sometidos a ciclos de deformaciones a tensión y compresión (ver Figura 5-3). El patrón de carga fue aplicado mediante un actuador vertical que ejercía medio ciclo de deformación axial en tensión seguido por otro ciclo en compresión con deformación igual a 1/7 (o 1/5 para algunos especímenes) de la deformación axial objetivo. La configuración experimental es mostrada en la Figura 5-4.

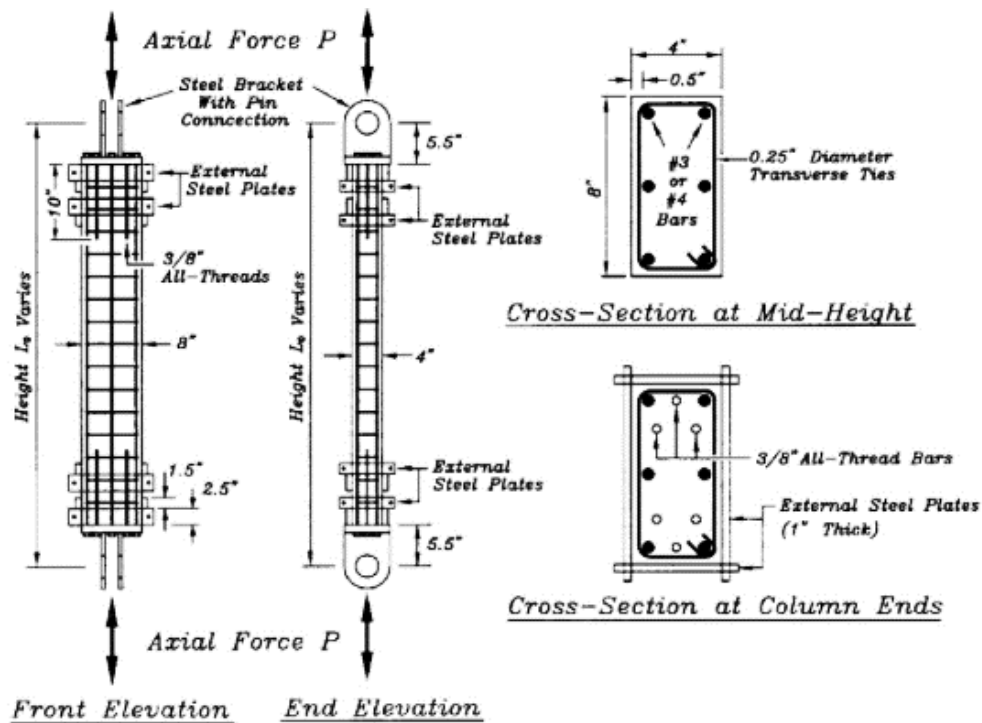


Figura 5-3. Configuración típica de refuerzo de especímenes columnares (Chai & Elayer, 2000).

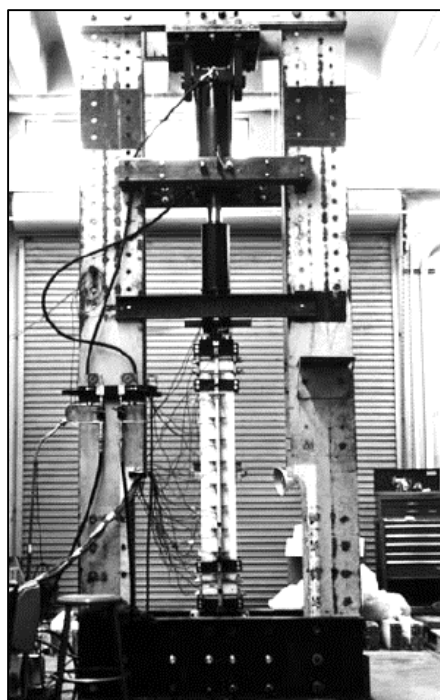


Figura 5-4. Configuración experimental de especímenes columnares (Chai & Elayer, 2000).

Los elementos probados fueron elaborados con sección rectangular de 102 x 203 mm y relaciones de esbeltez L_0/b de 11.75, 14.75 y 17.75 (donde L_0 es la longitud del espécimen columnar desde el apoyo articulado en cada extremo y b el espesor). El refuerzo longitudinal estuvo conformado por barras de 9.5 mm de diámetro con esfuerzo de fluencia de 375 MPa, para columnas con cuantía de 2.1% y barras de 127 mm de diámetro con fluencia de 455 MPa para elementos con una cuantía de 3.8%. Para ambas cuantías, el refuerzo transversal fueron barras de 6.4 mm separadas seis veces el diámetro de la barra longitudinal, para garantizar un adecuado confinamiento. Todos los especímenes emplearon un concreto con resistencia a la compresión confinada de 34.1 MPa. El detalle del reforzamiento fue dispuesto como está indicado en la Figura 5-3.

En DIANA, se realizó una modelación analítica del espécimen columnar 4WC3_1 con $L_0/b = 14.75$ ($\rho = 2.1\%$). El modelo mostrado en la Figura 5-5 muestra los apoyos traslacionales (X, Y e Z) en ambos extremos garantizando una condición articulada. El mallado empleado en el modelo fue 50 mm empleando elemento tipos “*Curved Shell*” cuya descripción fue desarrollada previamente en la sección

3.8. La definición de los materiales para evaluar la respuesta no lineal y los modelos seleccionados se muestran en la Tabla 5-1 y Tabla 5-2.

Tabla 5-1. Propiedades y parámetros del concreto, espécimen columnares de Chai & Elayer, (2000).

Concrete: Total strain based crack model	
E (MPa)	22800
Poisson	0.15
Comportamiento a Tensión	
Curva	Hordijk
f_t (MPa)	3.17
G_f (MPa-mm)	0.136
Resistencia residual (MPa)	0
Comportamiento a Compresión	
Curva	Parabólico
f'_c (MPa)	34.1
G_{uc} (MPa-mm)	51.3
Resistencia residual (MPa)	6.8
Reducción lateral debido al agrietamiento	Vecchio and Collins 1986

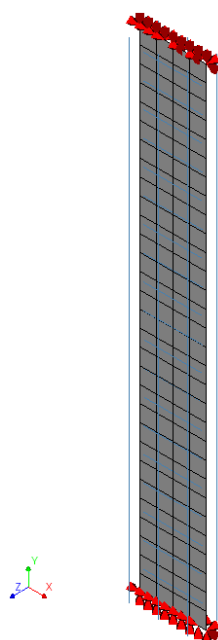


Figura 5-5. Mallado del modelo 4WC3_1 en DIANA.

Tabla 5-2. Propiedades y parámetros cíclicos del acero de refuerzo, espécimen columnares de Chai & Elayer, (2000).

Modelo de Acero: Monti Nuti	
E (MPa)	200000
Pendiente de tangente inicial	0.0116
Coefficiente de peso	0.9
Curvatura inicial	20
a1	18.5
a2	0.001
Diámetro	Esfuerzo de fluencia (MPa)
Ø6.4	683
Ø9.5	375
Ø12.7	455

El protocolo de desplazamiento fue aplicado en la parte superior de la columna, acorde con los valores reportados por los autores. La Figura 5-5 también muestra la ubicación de refuerzo longitudinal desfasado del centro del espécimen según las cotas de la Figura 5-3. Si existe simetría en el refuerzo,

numéricamente no es posible lograr el pandeo lateral del elemento. Por tal motivo, se indujo una diferencia de resistencia en el esfuerzo de fluencia de 7 MPa entre las barras longitudinales delanteras y traseras. Otra alternativa para inducir el pandeo fue la de modificar la distancia de las barras longitudinales desde el centro hasta su punto original, causando asimetría en el modelo. No obstante, se alcanzaron buenos resultados con la primera opción. La Figura 5-6 muestra la deformación lateral fuera del plano en milímetros del elemento en su último ciclo de modelación.

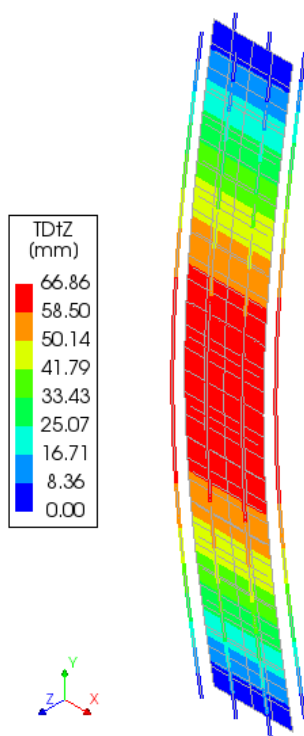


Figura 5-6. Deformación fuera del plano del modelo 4WC3_1.

Cuatro especímenes columnares se modelaron acorde a las condiciones mencionadas por Chai & Elayer (2000). En la Figura 5-7a y Figura 5-7b se grafica la respuesta normalizada fuera del plano ξ y la fuerza axial versus la deformación axial nominal ε_a para el espécimen 4WC3_1. La Figura 5-7a muestra que la máxima deformación axial alcanzada por la columna tuvo un valor de -0.0161, sin embargo, se aprecia que a un nivel de deformación axial alcanzado de -0.0133 ya se presenta el pandeo lateral fuera del plano (penúltimo ciclo). La Figura 5-7a también indica que la columna bajo el protocolo dado pudo resistir un desplazamiento fuera del plano normalizado de 0.2 el cual corresponde

al ciclo donde se presenta recuperación de la deformación. Ciclos posteriores de mayor magnitud causaron la falla de la columna. En la Figura 5-7b se aprecia un buen ajuste entre la deformación axial nominal y la fuerza axial capturada, la cual se muestra en contraste con los datos experimentales.

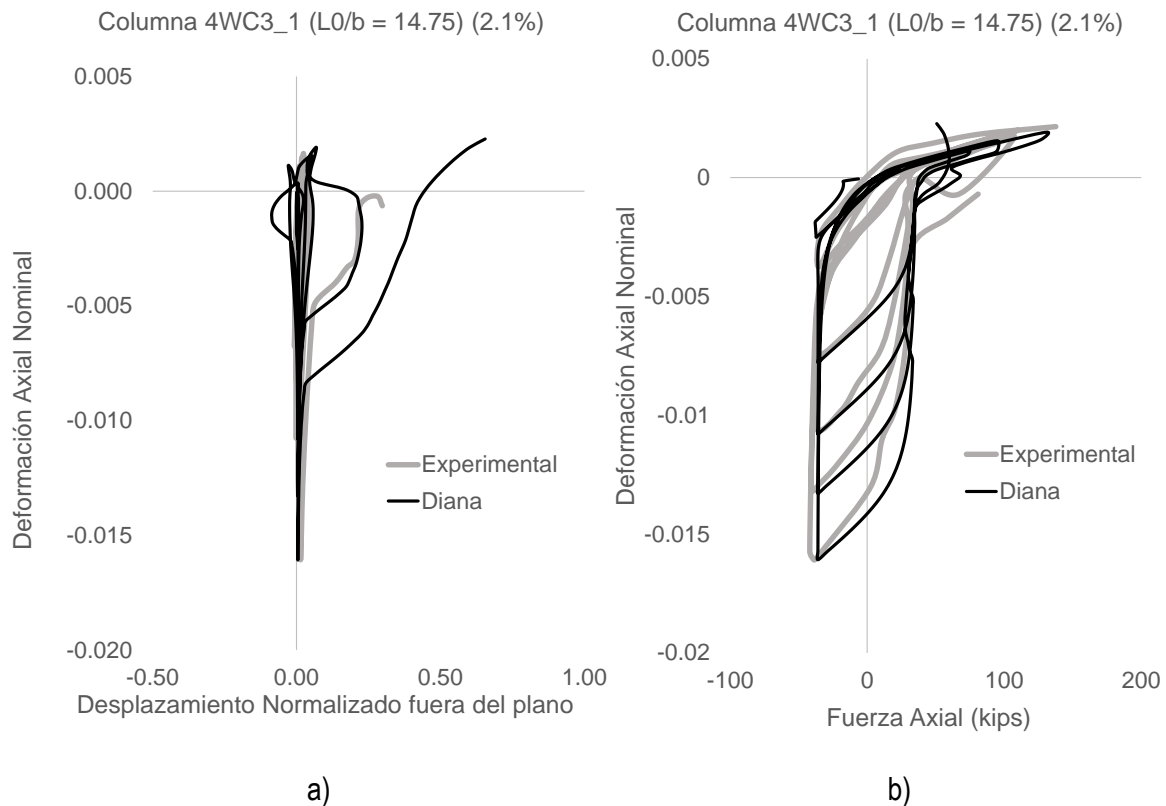


Figura 5-7. En a) deformación fuera del plano normalizada versus deformación axial nominal y b) fuerza axial versus deformación axial nominal 4WC3_1.

De manera similar, en la Figura 5-8 se presentan los resultados de la columna 4WC4_2 con una cuantía equivalente al 3.8%. En la Figura 5-9 y Figura 5-10 se muestran los resultados de los elementos columnares 5WC3_2 y 5WC4_3, ambos con relación de esbeltez de 17.75 y cuantías de 2.1% y 3.8%, respectivamente.

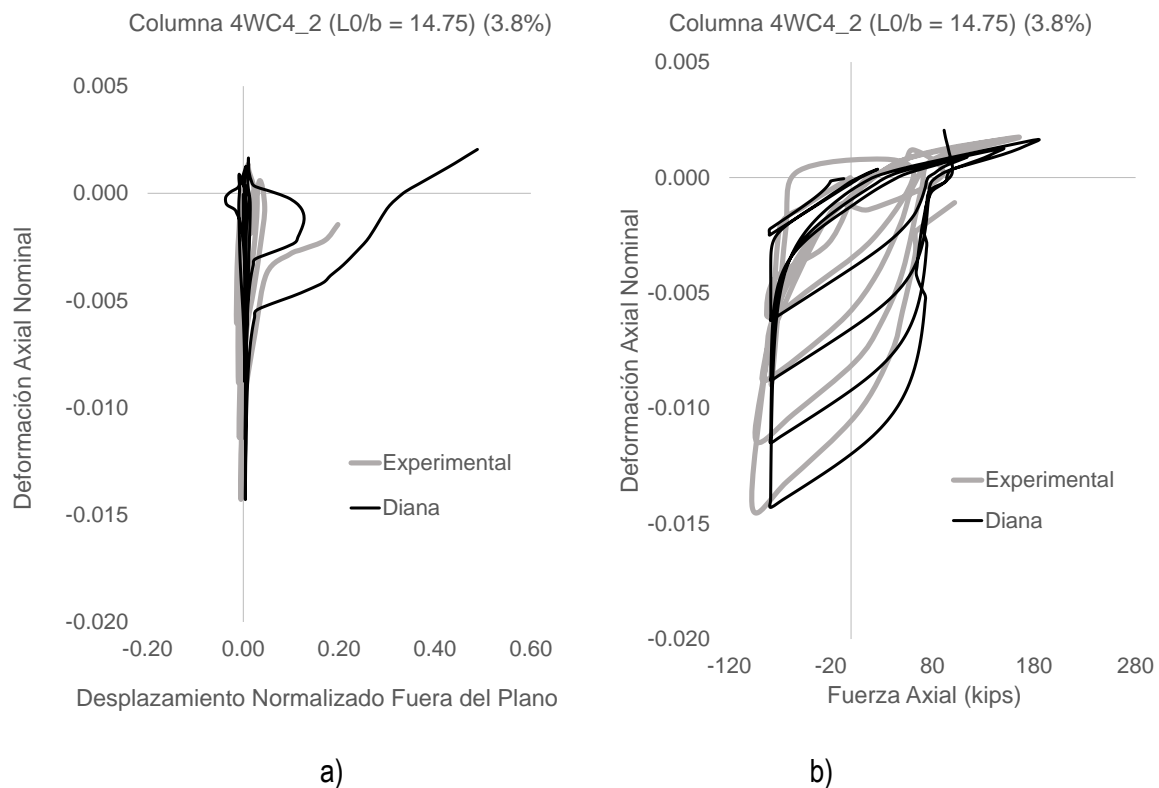
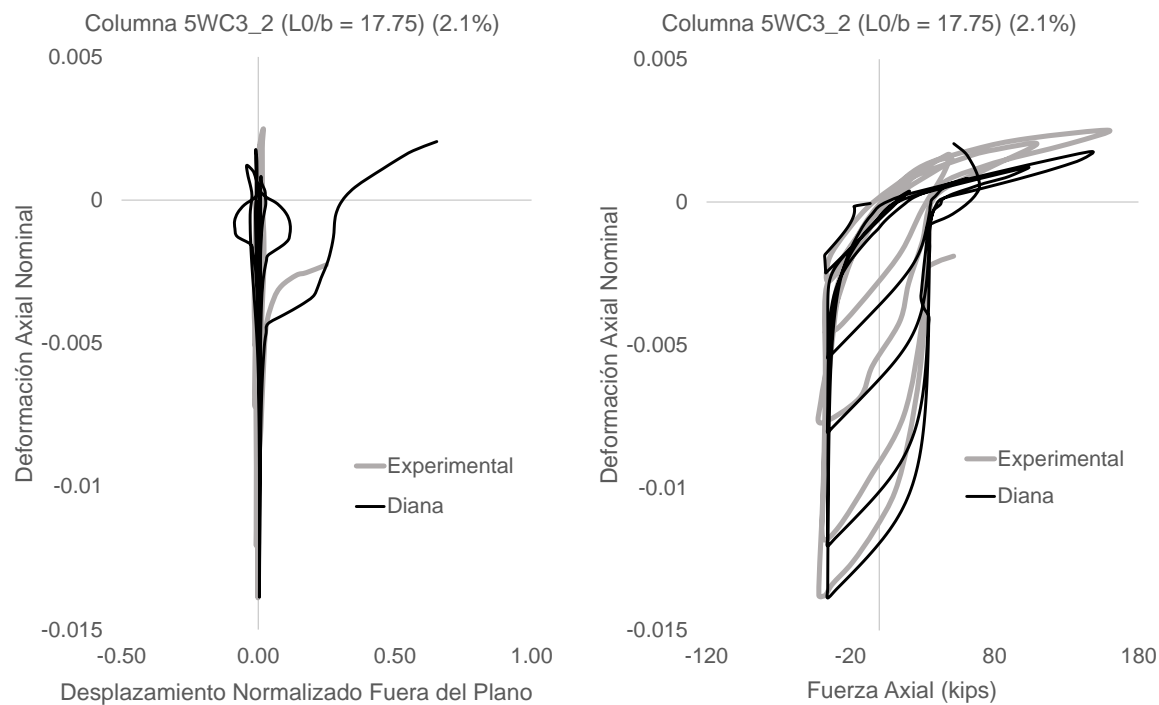


Figura 5-8. En a) deformación fuera del plano normalizada versus deformación axial nominal y b) fuerza axial versus deformación axial nominal 4WC4_2.



a)

b)

Figura 5-9. En a) deformación fuera del plano normalizada versus deformación axial nominal y b) fuerza axial versus deformación axial nominal 5WC3_2.

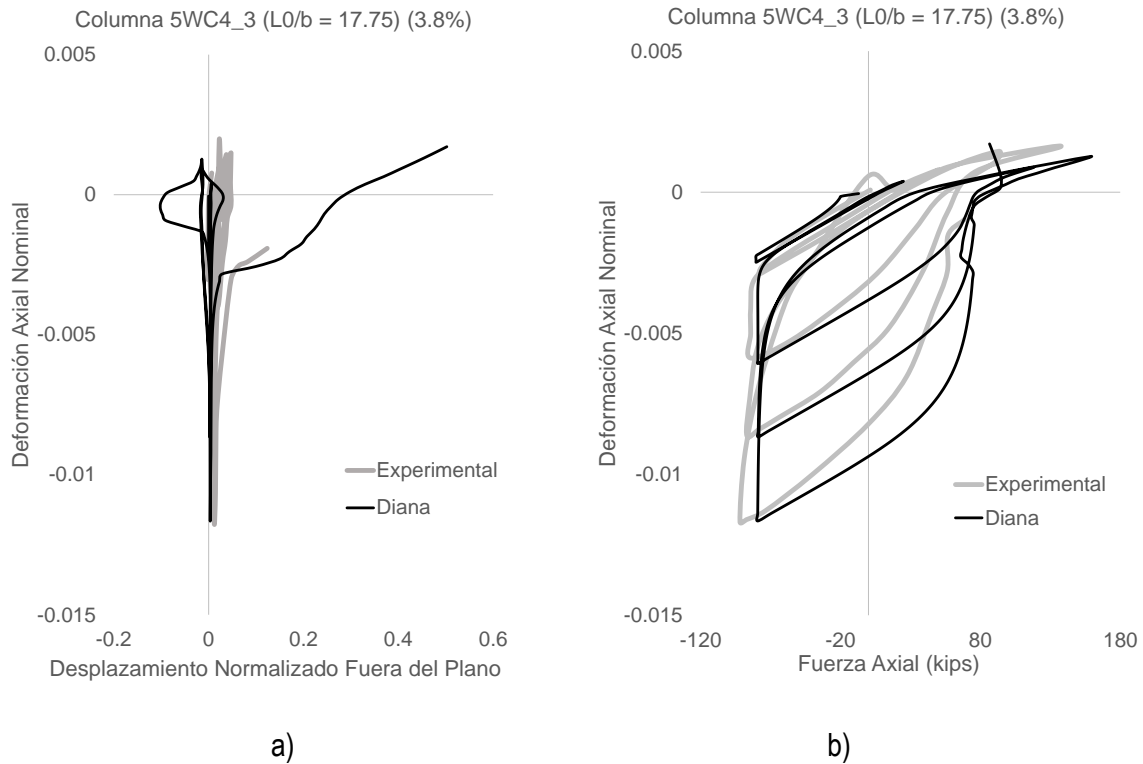


Figura 5-10. En a) deformación fuera del plano normalizada versus deformación axial nominal y b) fuerza axial versus deformación axial nominal 5WC4_3.

Es importante notar que en las cuatro modelaciones presentadas anteriormente fue posible capturar la deformación axial máxima antes de la falla. La Figura 5-11 resume la respuesta de 4 columnas con diferentes cuantías y relaciones de esbeltez. En dicha figura, se aprecia notablemente que a medida que se incrementa el refuerzo longitudinal se requiere menos deformación axial para lograr un pandeo fuera del plano. Esto se explica que a medida que se incrementa la cuantía, el agrietamiento del elemento en estudio tiende a ser mejor distribuido. Tal distribución genera mayor susceptibilidad de presentar pandeo por el incremento de la flexibilidad fuera del plano.

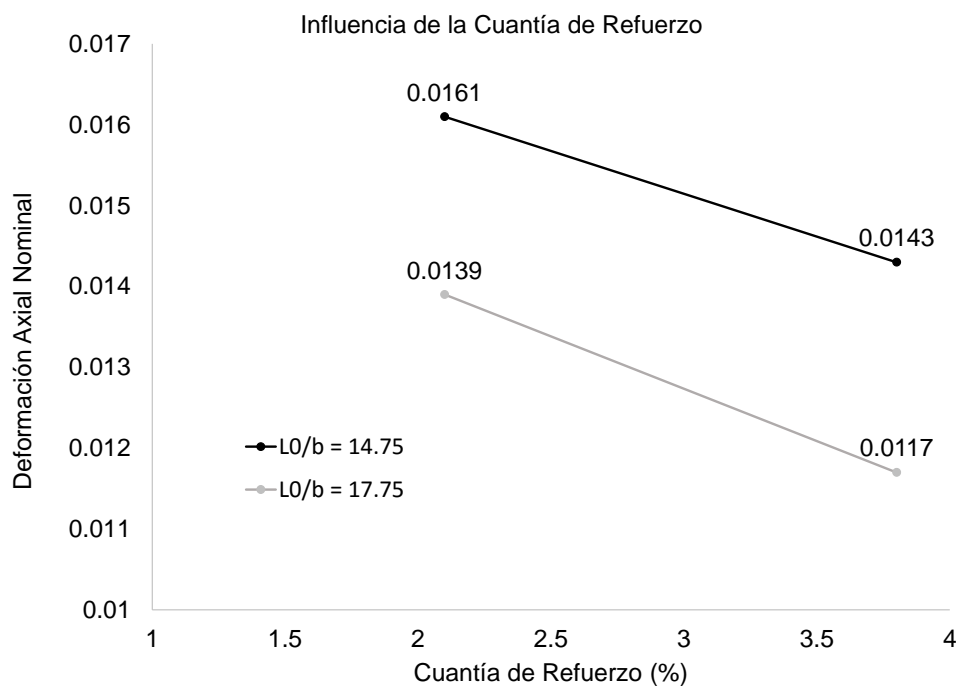


Figura 5-11. Influencia de la cuantía de refuerzo y la relación de esbeltez en el pandeo lateral fuera del plano. Construido a partir de Chai & Elayer, (2000).

Como fue mencionado anteriormente, se ensayaron columnas con diferentes configuraciones las cuales mostraron resultados similares a los mostrados por espécimen 4WC3_1. El experimento de Chai & Elayer, (2000) permitió comprender experimentalmente que los niveles de deformaciones axiales presentadas en los elementos de borde en los muros (simulados como columnas) son un parámetro relevante para el desarrollo del pandeo lateral fuera del plano. Como se mencionó en la apartado 3.9, a nivel de sección el pandeo lateral en estos elementos con refuerzo de dos capas se debe a la fluencia anticipada de una de las capas de refuerzo. Recientemente, A. Rosso et al., (2017) desarrollaron pruebas de tensión y compresión cíclica en miembros delgados de concreto reforzado. La excentricidad del refuerzo en elementos de una sola capa no desempeñó un papel relevante en el mecanismo de pandeo fuera del plano. De manera similar a los ensayos de Chai & Elayer, (2000), los desplazamientos fuera del plano reportados por A. Rosso et al., (2017) se presentaron a niveles de compresión menores a los valores de fluencia. En esta última investigación los elementos con menores espesores y mayores cuantías de refuerzo mostraron ser más propensos a presentar un mecanismo de falla por pandeo.

5.2 Modelaciones en Muros Esbeltos

5.2.1 Descripción del Espécimen TW1

El espécimen TW1 fue tomado del proyecto experimental desarrollado por EPFL (*École polytechnique fédérale de Lausanne*) en el cual se evaluaron 5 muros de concreto reforzado. Este proyecto se considera de especial interés debido a que los muros contemplan características similares de las prácticas de construcción en Colombia y el muro TW1 en conjunto con TW4, desarrollaron pandeo lateral fuera del plano bajo carga cíclica en ensayos cuasi-estáticos (Angelica Rosso et al., 2015). Construido a escala real, el muro TW1 presenta 80 mm de espesor, 2700 mm de ancho y 2000 mm de alto. Acorde con la configuración experimental, presenta una aleta de 440 mm de largo orientada en la zona norte, como se observa en la Figura 5-12.

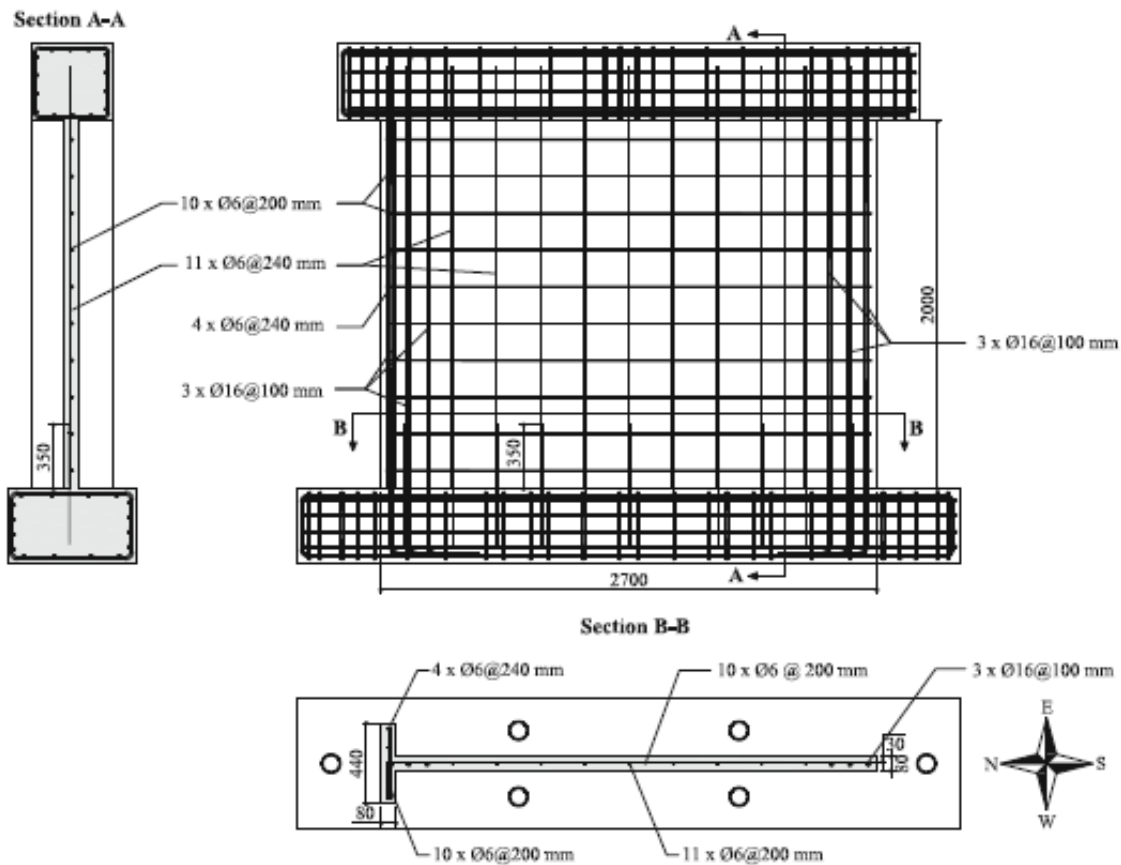


Figura 5-12. Geometría y detallado del refuerzo del espécimen TW1 (Angelica Rosso et al., 2015).

Concerniente al refuerzo, las barras en el alma se encuentran situadas en una sola capa con diámetros de 6 mm separadas cada 200 mm. En la aleta, el refuerzo presente lo conforman cuatro barras de 6 mm de diámetro espaciadas cada 240 mm. Tres barras adicionales en los elementos de borde de 16 mm de diámetro han sido situadas con separaciones de 100 mm entre ellas. Los aceros de esta investigación son considerados como dúctiles, con capacidades de deformación mayores al 8%. En cuanto a propiedades, la resistencia a compresión del concreto empleado para el espécimen TW1 corresponde a 28.8 MPa y las barras de acero de 6 mm y 16 mm de diámetro presentan un esfuerzo de fluencia de 460 MPa y 525 MPa respectivamente (Jimenez, 2016).

Respecto a las condiciones de frontera, la parte inferior del muro se conecta a una cimentación rígida con barras preesforzadas. En la parte superior, se ubicó una viga rígida de acero capaz de transmitir carga vertical uniformemente y está sujeta a dos actuadores verticales en los extremos para generar momento y cargas verticales (ver Figura 5-13). Adicionalmente, el ensayo empleó un actuador horizontal, para inducir desplazamientos horizontales y tubos de acero a la altura de la viga para evitar desplazamientos fuera del plano.

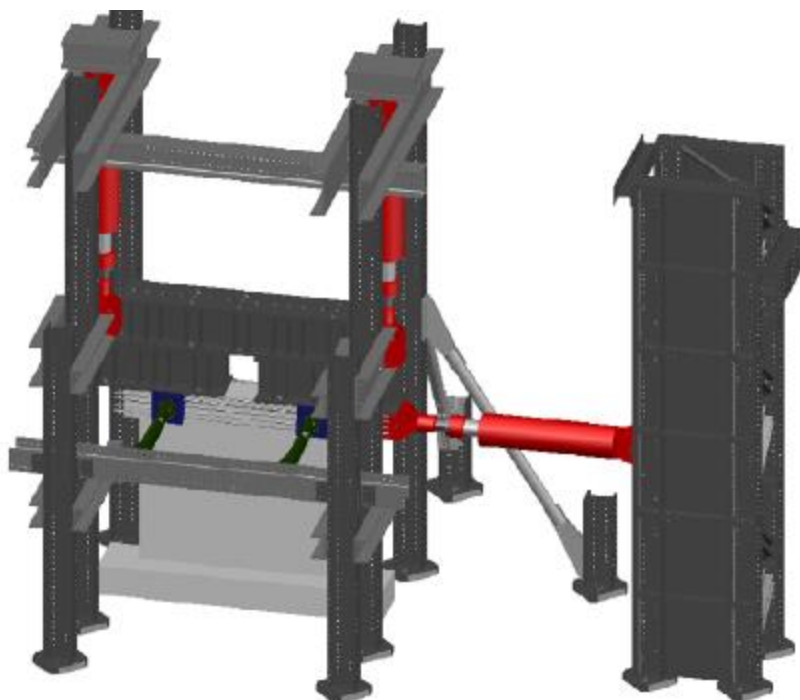


Figura 5-13. Montaje experimental del espécimen TW1 (Angelica Rosso et al., 2015).

La configuración del ensayo consistió en mantener una relación M/V_l de 3.7 con una carga vertical relativa $0.05Agf_c$. El protocolo de carga de desplazamientos propuesto por los autores parte de derivas del 0.05% hasta 1% como se muestra en la Figura 5-14.

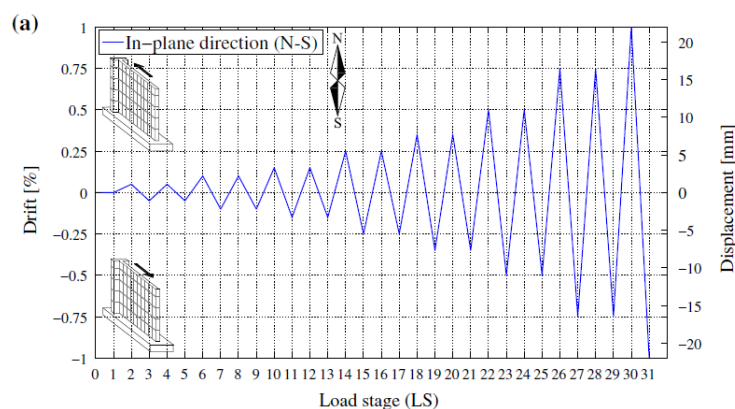


Figura 5-14. Protocolo de desplazamiento del espécimen TW1 (Angelica Rosso et al., 2015).

5.2.2 Descripción del Modelo TW1

A continuación, se presentan las modelaciones realizadas en 3D para el espécimen TW1, donde experimentalmente presentó un pandeo lateral fuera del plano como modo de falla. Acorde con la información reportada en el ensayo se creó un modelo numérico de elementos finitos con elementos *Curved Shell* y mallado de 50 mm. En la implementación de estos elementos rectangulares que permiten desplazamiento fuera del plano es posible seleccionar el número de puntos de integración en espesor (ver Figura 5-15). Es claro que con el incremento el número de puntos de integración se alcanza una definición más precisa sobre el porcentaje de la sección que se encuentra a tracción o compresión. Para el caso de las modelaciones tridimensionales se tomaron 5 puntos de integración por obtener resultados razonables con costos computacionales aceptables.

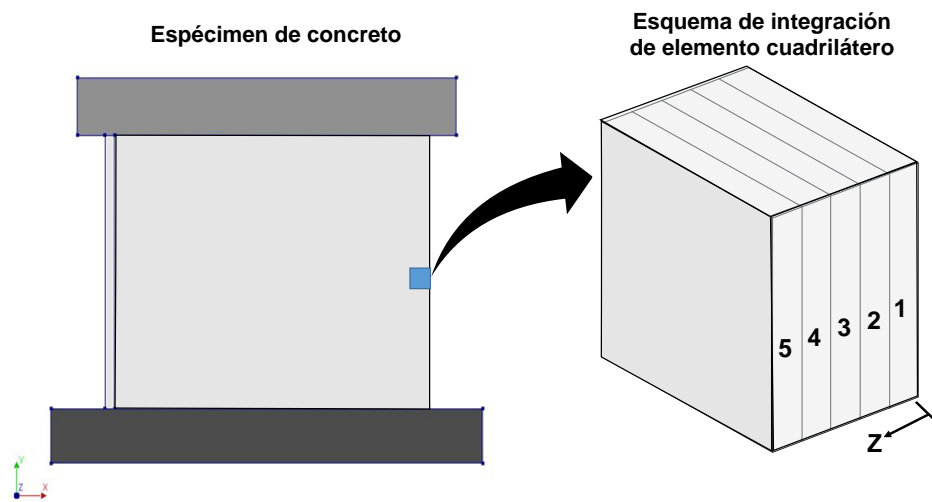


Figura 5-15. Esquema de integración en espesor para elementos cuadrados en DIANA.

El modelo consta de un elemento plano lineal ubicado en la parte inferior que simula la viga de fundación debajo del muro, cuyas propiedades de materiales son presentadas en la Tabla 5-3. Los elementos planos ubicados en la zona intermedia representan el alma y la aleta de concreto del muro TW1 con espesores de 80 mm y 440 mm, respectivamente. Las propiedades de los materiales empleados para modelar el comportamiento del concreto se encuentran en la Tabla 5-4. En la parte superior de los paneles de concreto se encuentra una viga de transición cuyas propiedades corresponden a las mismas del elemento de fundación. El elemento superior, corresponde a otro elemento lineal capaz de transmitir los efectos del protocolo de desplazamiento impuesto en el borde superior y cuyas propiedades se muestran la Tabla 5-3 (ver Figura 5-16a). Las propiedades mecánicas de los elementos fueron tomadas con referencia a un trabajo desarrollado por Jimenez, (2016), el cual considera un estudio paramétrico de la incidencia de las variables.

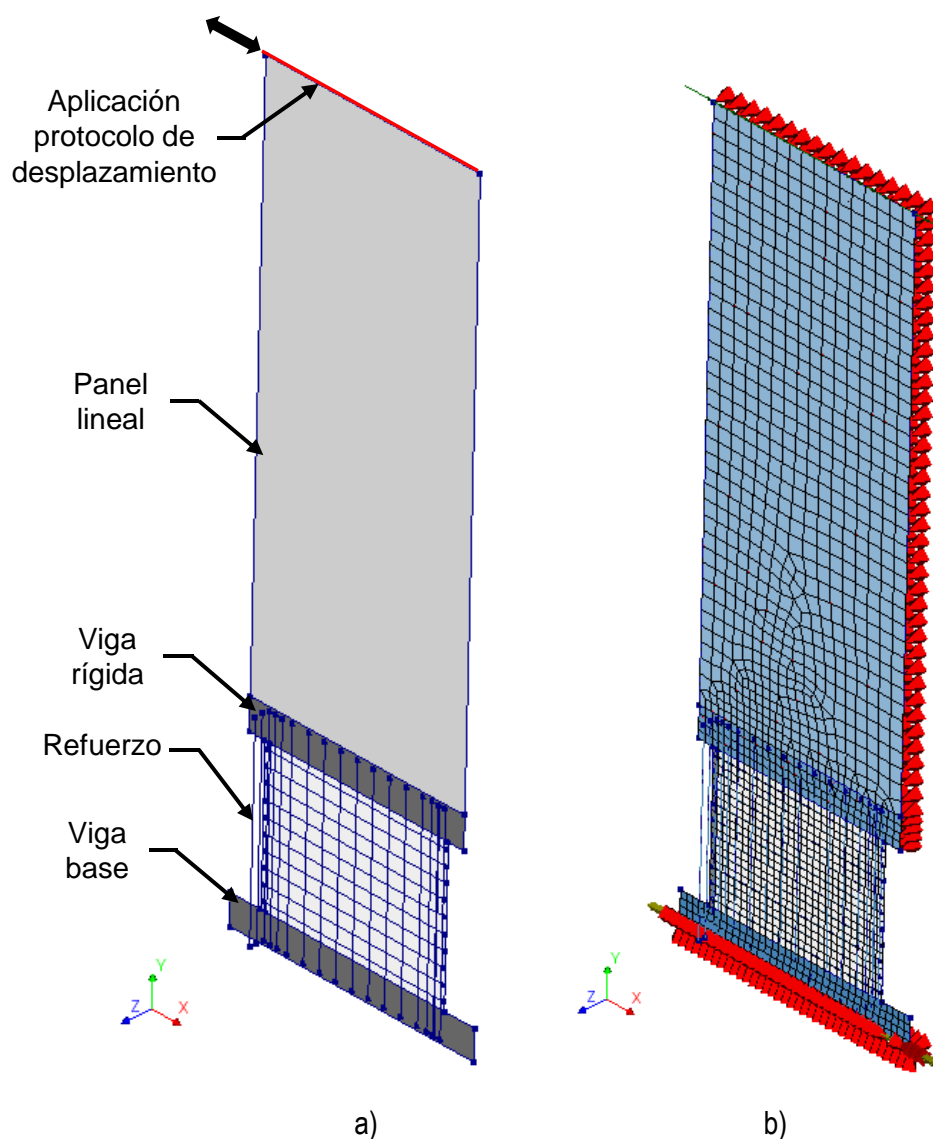


Figura 5-16. En a) modelo del espécimen TW1 y en b) mallado del modelo y condiciones de frontera en DIANA.

En la Figura 5-16b muestra el modelo numérico creado en DIANA. Las condiciones de frontera impuestas corresponden a restricciones traslacionales en la dirección X , Y , y Z y restricción rotacional en X . Restricciones traslacionales adicionales en el sentido Z en toda la superficie del panel superior lineal fueron impuestas para evitar que el elemento lineal que permiten alcanzar la relación de aspecto deseada se viera afectado con pandeo. En el borde superior del elemento lineal

de la Figura 5-16a se aprecia el extremo del panel donde se aplica el protocolo de desplazamiento ejecutado en el muro.

Tabla 5-3. Propiedades y parámetros del panel lineal, espécimen TW1.

Material lineal en viga tope, de fundación y panel lineal	
E (MPa)	25333
Poisson	0.30
Masa	0

Tabla 5-4. Propiedades y parámetros del concreto, espécimen TW1.

Concrete: Total strain based crack model	
E (MPa)	25333
Poisson	0.30
Comportamiento a Tensión	
Curva	Linear-crack energy
f_t (MPa)	2.2
G_f (MPa-mm)	0.1356
Resistencia residual (MPa)	0
Comportamiento a Compresión	
Curva	Parabólico
f'_c (MPa)	28.8
G_{uc} (MPa-mm)	66.83
Resistencia residual (MPa)	0
Reducción lateral debido al agrietamiento	Vecchio and Collins 1993 límite inferior 0.6
Shear Behavior	
Función de retención de corte	Constant
Factor de retención de corte	0.03

Tabla 5-5. Propiedades y parámetros cíclicos del acero de refuerzo para barras $\phi 6$, espécimen TW1.

Modelo del Acero: Monti Nuti Barra: $\phi 6$	
E (MPa)	184000

Esfuerzo de fluencia	460
Pendiente de tangente inicial	0.0116
Curvatura inicial	20
a1	18.5
a2	0.001
Hipótesis de endurecimiento	Endurecimiento cinemático

Tabla 5-6. Propiedades y parámetros cíclicos del acero de refuerzo para barras $\varnothing 16$, espécimen TW1.

Modelo del Acero: Monti Nuti Barra: $\varnothing 16$	
E (MPa)	208000
Esfuerzo de fluencia	565
Pendiente de tangente inicial	0.0038
Curvatura inicial	20
a1	18.5
a2	0.001
Hipótesis de endurecimiento	Endurecimiento cinemático

5.3 Comportamiento del modelo numérico y análisis paramétrico

Esta sección presenta el análisis de la respuesta del muro TW1. Para una mejor contextualización, la Figura 5-17 presenta un esquema de las variables de interés para el presente estudio.

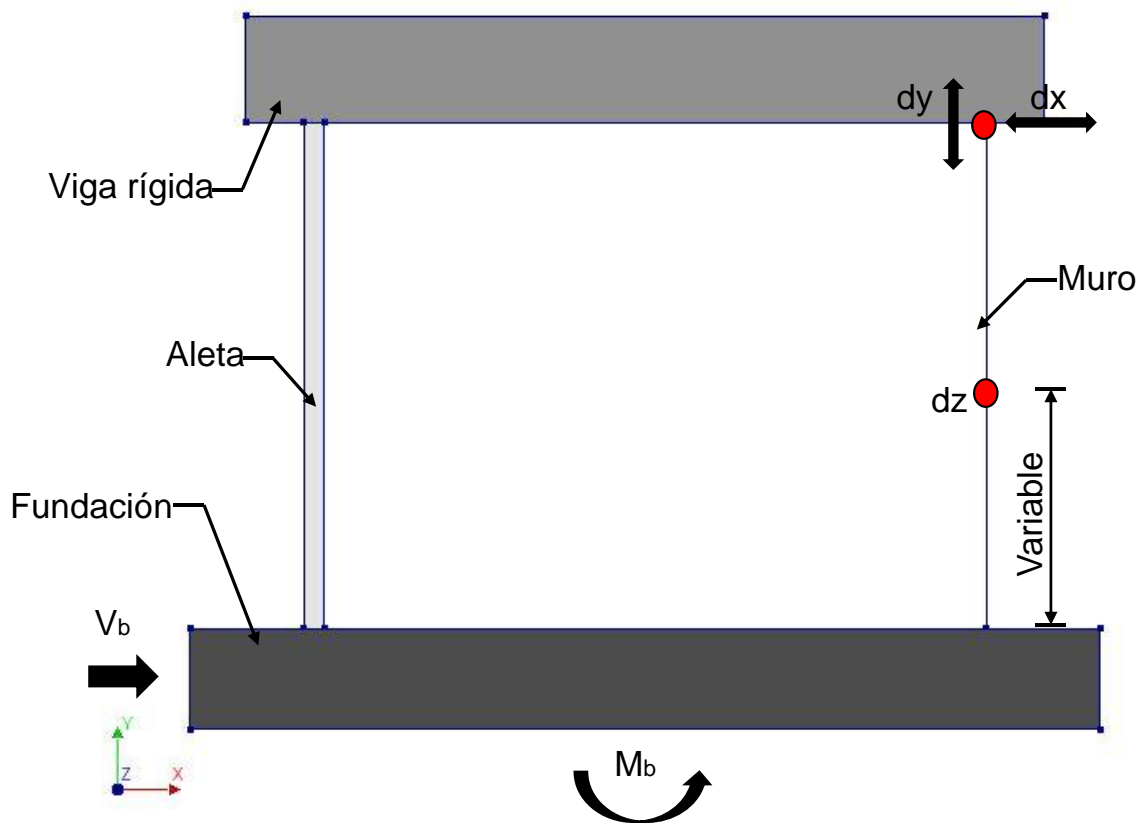


Figura 5-17. Esquema de variables de interés en el muro.

Donde V_b y M_b son el cortante y momento en la base del muro dx , dy , y dz corresponden a los desplazamientos horizontales, verticales y fuera del plano respectivamente, medidos en los puntos de referencia indicados por la Figura 5-17.

En la Figura 5-18a se aprecia la relación entre el cortante basal y el desplazamiento en la parte superior de muro. En general, se observa que el modelo numérico replica de manera adecuada los resultados experimentales. Los ciclos de histéresis alcanzan mayor desplazamiento objetivo del lado derecho de la gráfica debido a la influencia de la aleta sobre el elemento. El cortante basal alcanzado en la parte superior de la Figura 5-18a del modelo muestra una discrepancia del 3.3% a medida que se desarrollan los últimos ciclos del protocolo de desplazamiento. Por el contrario, del lado inferior izquierdo, los resultados de modelación se subestiman ligeramente el cortante experimental aproximado de 173 kN con una diferencia no mayor al 9.8%. La Figura 5-18b presenta la relación entre las deformaciones

horizontales y verticales muy cercana a uno. Estos valores fueron tomados como referencia en el borde superior del muro.

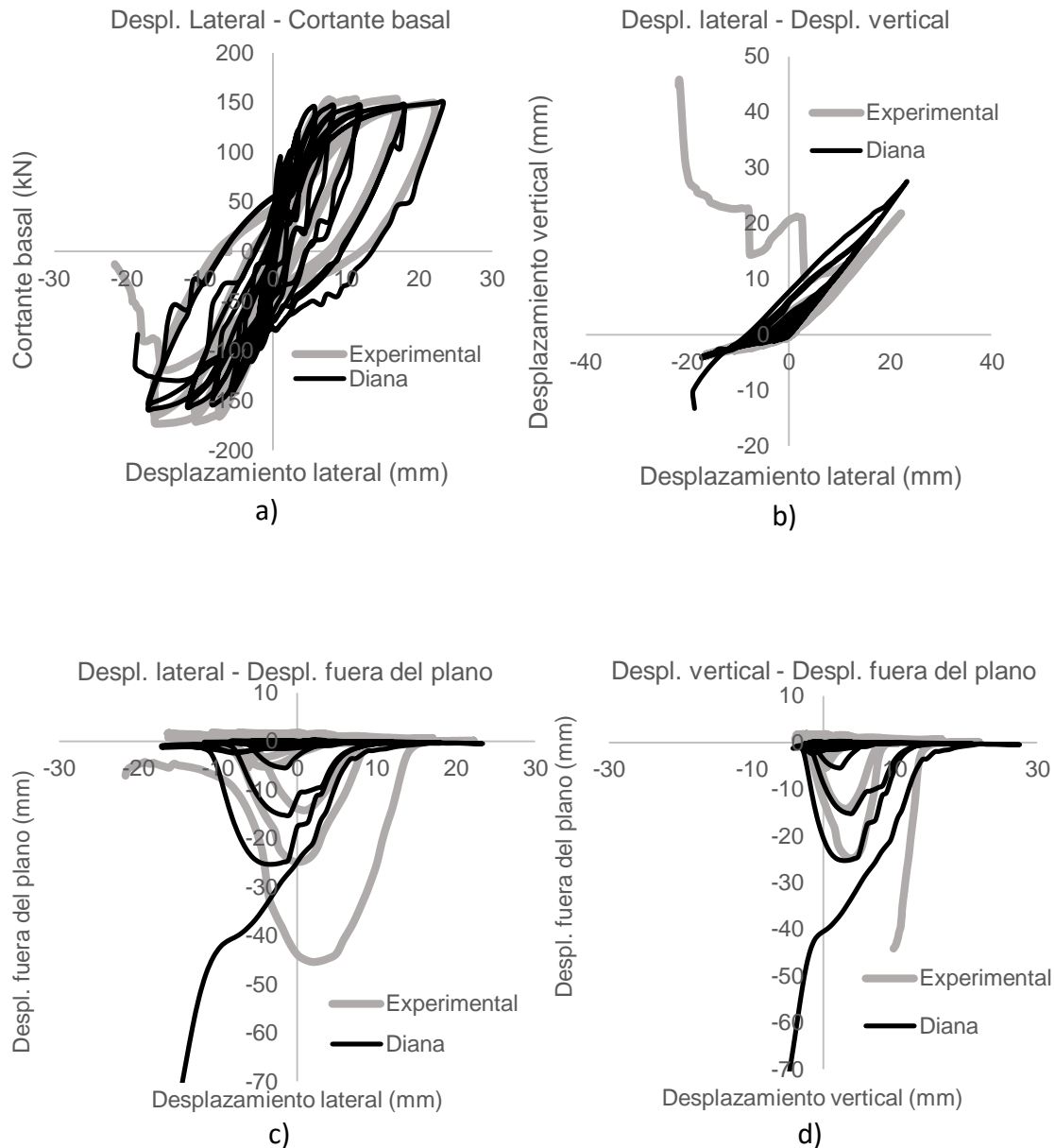


Figura 5-18. En a) Relación entre el cortante basal y el desplazamiento, b) Relación entre desplazamientos horizontales y verticales, c) y d) Relación entre desplazamientos fuera del plano y desplazamiento horizontales y verticales respectivamente, para el muro TW1.

Las deformaciones fuera del plano son mostradas en la Figura 5-18c y Figura 5-18d. En la Figura 5-18c se muestra la relación entre el pandeo lateral fuera del plano y desplazamiento lateral del muro. En la Figura 5-18d se grafica la relación entre los desplazamientos verticales y el pandeo lateral fuera del muro, los cuales fueron medidos en el borde superior derecho del alma. Ambas gráficas muestran una información similar debido a la relación cercana a uno entre el desplazamiento lateral y vertical. Un análisis más detallado de la Figura 5-18d muestra que en los penúltimos ciclos del protocolo de desplazamiento las deformaciones fuera del plano alcanzadas fueron bastante similares a las experimentales (25 mm, aproximadamente). Para el último ciclo de desplazamiento, el elemento de borde estaría percibiendo desplazamientos cercanos a los 28 mm por lo cual el muro no pudo recuperar nuevamente su estado. En el ciclo de falla se muestra que el pandeo lateral fuera del plano fue alcanzado cuando el borde del muro obtuvo grandes deformaciones verticales, de manera similar a lo ocurrido en las modelaciones de los especímenes columnares de Chai & Elayer, (2000).

En la Figura 5-19 se muestra el perfil de deformación vertical en altura del modelo numérico contra el resultado experimental. Para este caso, se han graficado los perfiles verticales correspondientes a los tres últimos ciclos de compresión del elemento de borde del muro. Estos son relevantes debido a que presentan grandes demandas de deformaciones siendo el tercero el que produce la falla. En todos los ciclos de compresión se puede observar que la magnitud de deformación fuera del plano fuera capturada de manera adecuada. Sin embargo, numéricamente la altura a la cual se presenta el máximo desplazamiento difiere en 300 mm por encima del experimental.

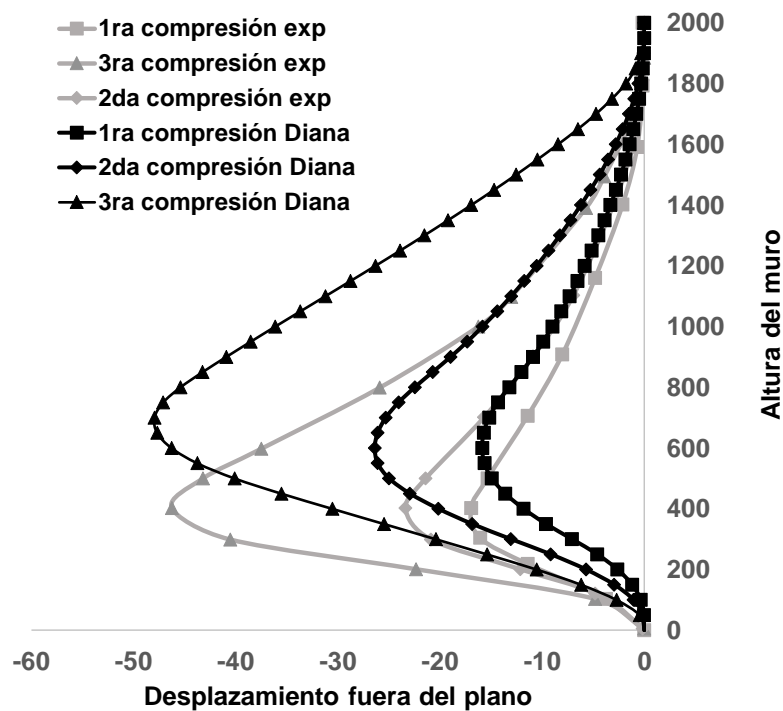


Figura 5-19. Comparación del perfil de deformación vertical en altura.

Experimentalmente, el muro TW1 luego de presentar una disipación de energía apreciable en su comportamiento histerético, falló a derivas del $\pm 1\%$ debido al aplastamiento del concreto y pandeo de barras (Angelica Rosso et al., 2015). En la Figura 5-20 se muestra el elemento de borde idealizado como una columna sometida a carga vertical cíclica. Analizando las deformaciones axiales nominales se encontró que el valor necesario para ocasionar el pandeo fue de -0.014 aproximadamente. En este mismo gráfico puede apreciarse que en el último ciclo de recarga a compresión no fue posible el cerramiento de las grietas a causa de la última deformación excesiva que impuesta previamente. Por tanto, luego del aplastamiento del concreto se produjo un pandeo de barras que lideró la pérdida de capacidad del elemento.

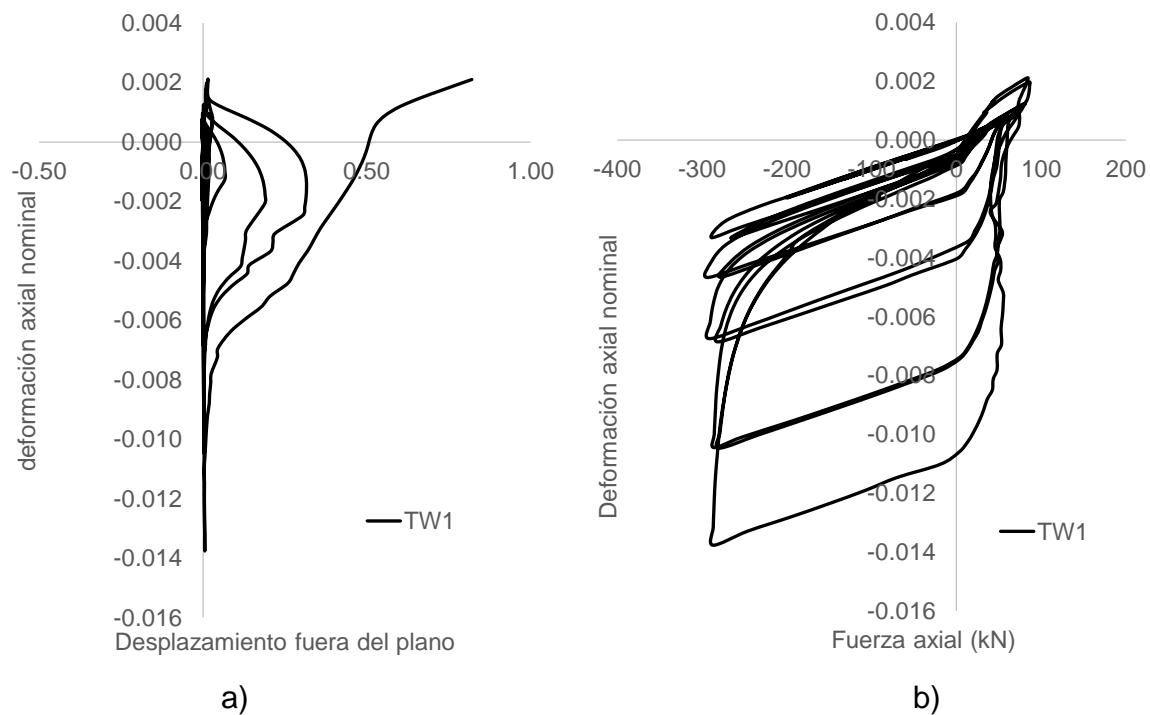


Figura 5-20. Respuesta del elemento de borde del espécimen TW1. En a) desplazamiento fuera del plano versus y deformación axial nominal y en b) fuerza axial contra deformación axial nominal.

Desde otra perspectiva se realizó otro análisis en el modelo numérico para evaluar si se presentó el mismo modo de falla que fue descrito en el ensayo. Para ello, fue necesario observar en detalle la sección donde se presentó el mayor desplazamiento fuera del plano y revisar las deformaciones y esfuerzos.

Como se había mencionado anteriormente, el panel que conforma el alma del muro considera cinco puntos de integración en espesor. En la Figura 5-21 se muestra un elemento finito rectangular de concreto con un esquema de deformaciones cada punto de integración. Luego, en la Figura 5-22 se muestra se muestra las deformaciones unitarias totales a lo largo del espesor del muro para los tres últimos ciclos en compresión ocurridos en los pasos de modelación 372, 450 y 544. Como puede observarse, en primer ciclo de compresión ocurrido en el paso 372 las deformaciones a compresión del extremo derecho indican que no se presenta aplastamiento en la fibra y la fuerza axial aplicada es soportada por refuerzo y la sección reducida de concreto. Adicionalmente, se observa el primer desplazamiento fuera del plano de magnitud considerable a un nivel de deriva del $\pm 0.75\%$, lo cual

puede ser corroborado con los datos experimentales. En el segundo ciclo de compresión ocurrido en el paso 450, es claro que la sección presenta deformaciones de aplastamiento en su fibra extrema ubicada a la derecha, con una mayor curvatura y excentricidad que incrementa el pandeo en el elemento de borde. Para el último ciclo de compresión (paso 544), el elemento de borde experimenta deformaciones unitarias totales excesivas debido a que la deriva para este ciclo fue alrededor del $\pm 1\%$ y el aplastamiento se ha extendido mostrando una pérdida de capacidad notable en la respuesta global del muro.

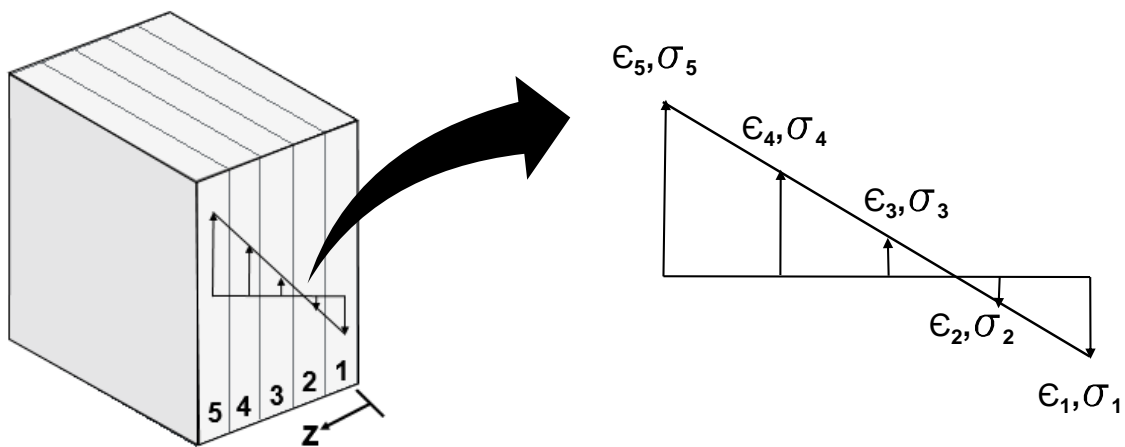


Figura 5-21. Esquema de deformaciones y esfuerzos en los puntos de integración en espesor.

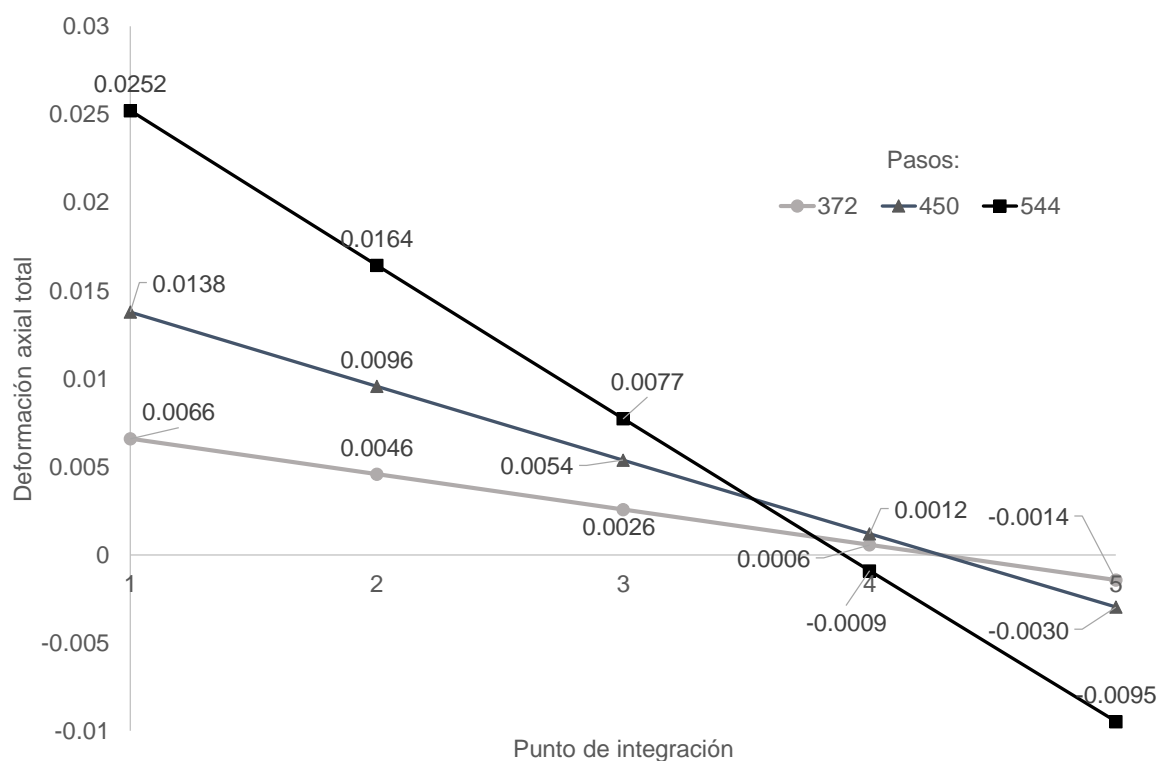


Figura 5-22. Perfil de deformaciones unitarias en la sección sobre cada punto de integración

Conjuntamente con las deformaciones, en cada punto de integración pueden obtenerse los esfuerzos y establecer el comportamiento cíclico de material durante toda la modelación. La Figura 5-23 muestra las relaciones de esfuerzos versus deformaciones axiales en cada punto de integración. Evidentemente, los puntos de integración izquierdos que mostraron deformaciones axiales a tensión (ver Figura 5-22) no presentaron deformaciones a compresión excesivas y su relación de esfuerzos a compresión en la curva de materiales se mantuvo en el rango lineal. Claramente, la respuesta a tensión fue excedida y el decrecimiento de esfuerzos a tensión fue proporcional al incremento del ancho de grietas. Por el contrario, las fibras del lado derecho mostraron una respuesta principalmente a compresión con incursiones en el rango plástico del concreto. La fibra extrema derecha indica que en últimos ciclos del protocolo de desplazamiento, las deformaciones a compresión fueron excesivas hasta el punto de ocasionar aplastamiento y por tanto, pérdida de capacidad en la fibra.

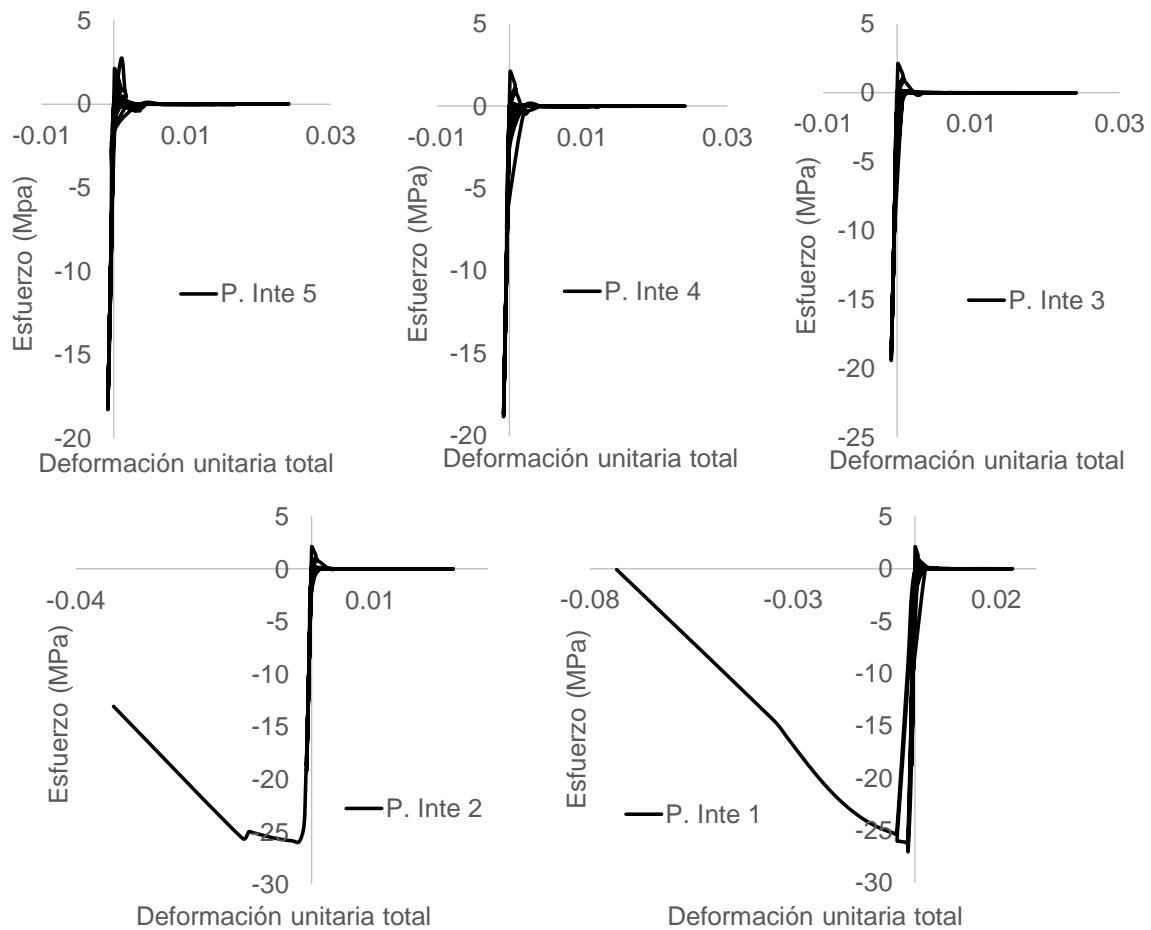


Figura 5-23. Relaciones de esfuerzo-deformación en cada punto de integración en el concreto para toda la modelación.

Observando de manera general las deformaciones unitarias totales verticales en el muro y el refuerzo puede apreciarse el estado final y el modo de falla del muro. En la Figura 5-24a se muestra que las deformaciones unitarias excesivas en el concreto en la zona de pandeo del muro presentaron aplastamiento. En la Figura 5-24b se aprecia que las barras de refuerzo en el elemento de borde presentaron pandeo, como consecuencia de las deformaciones verticales excesivas a las que fue sometido el muro. La Figura 5-24c corresponde al estado final del ensayo de laboratorio, donde se muestra el aplastamiento del elemento de borde y pandeo del refuerzo. Debido a que el modelo numérico sobreestimó la altura a la cual se presentó la deformación máxima fuera del plano (ver Figura 5-19), tanto el aplastamiento y pandeo de refuerzo mostrados en la Figura 5-24a y Figura 5-24b se

muestra 300 mm por encima del que se reportó experimentalmente. Sin embargo, a pesar de esta discrepancia el modelo de elementos finitos pudo estimar la respuesta general del muro y el modo de falla.

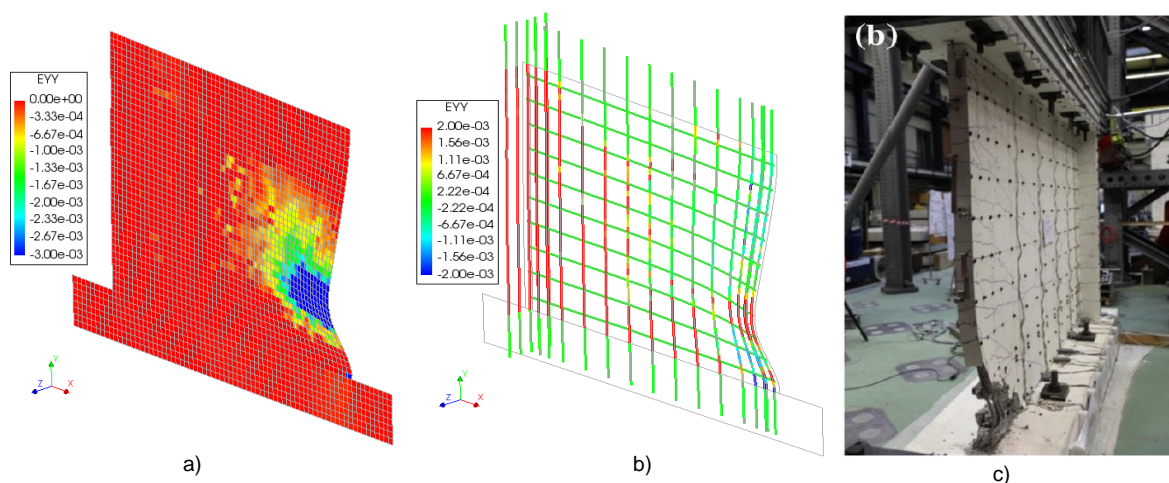


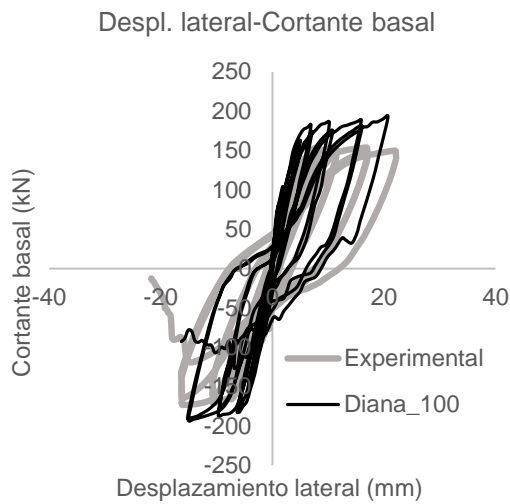
Figura 5-24. Comparativa de la falla experimental versus numérica. En a) deformaciones totales en el concreto, en b) deformaciones unitarias en el acero y en c) falla experimental del muro. La imagen c) fue adaptada de Angelica Rosso et al., (2015)

5.4 Análisis Paramétrico

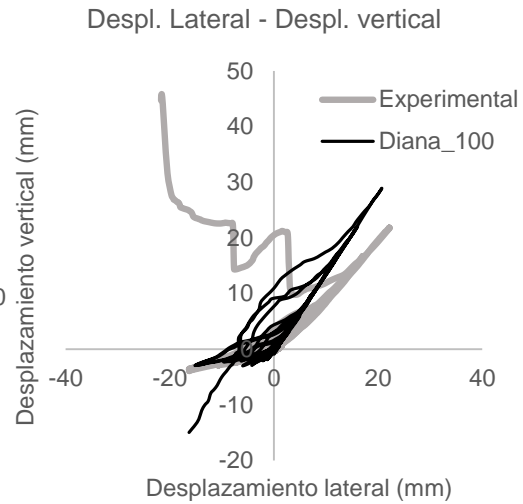
El mismo espécimen TW1 fue evaluado numéricamente modificando el espesor del alma e investigar si el incremento de la variable t_w podría inducir a un modo de falla diferente en el muro. Para esto también se tuvo en cuenta los diámetros y espacimientos de las barras de acero y se mantuvo una cuantía equivalente a la del muro inicial. La Tabla 5-7 presenta la variación del área las barras para cada modelo con incremento de espesor. Para las modelaciones siguientes, el tamaño de malla empleado 100 mm. Las Figura 5-25 muestran los resultados alcanzados para el muro con espesor en el alma. $t_w = 100 \text{ mm}$.

Tabla 5-7. Áreas de barra para cada modelo con incremento de espesor.

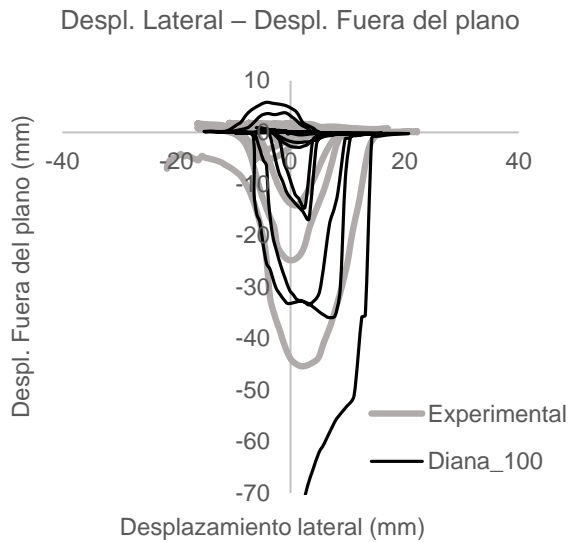
variable	Diana80	Diana100	Diana120	Diana150
Espesor	80 mm	100 mm	120 mm	150 mm
Área por barra en el alma	28	40	48	60
Área por barra en elemento de borde	200	250	300	370



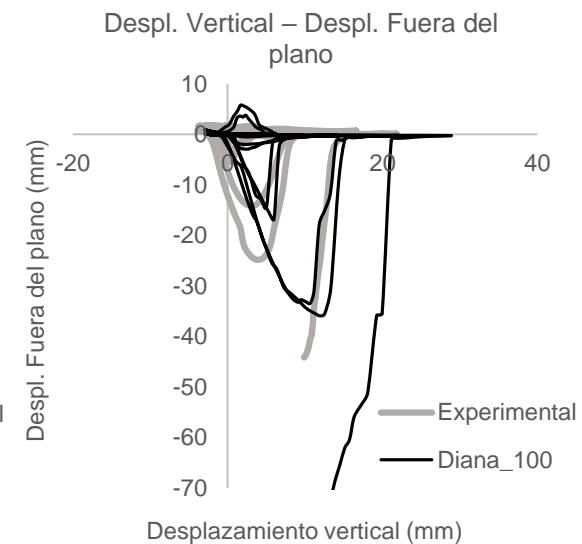
a)



b)



c)



d)

Figura 5-25. En a) Relación entre el cortante basal y el desplazamiento, b) Relación entre desplazamientos horizontales y verticales, c) y d) Relación entre desplazamientos fuera del plano y desplazamiento horizontales y verticales respectivamente, TW1 con espesor $t_w = 100mm$.

La Figura 5-26 muestran los resultados alcanzados para el muro con espesor de alma $t_w = 120mm$.

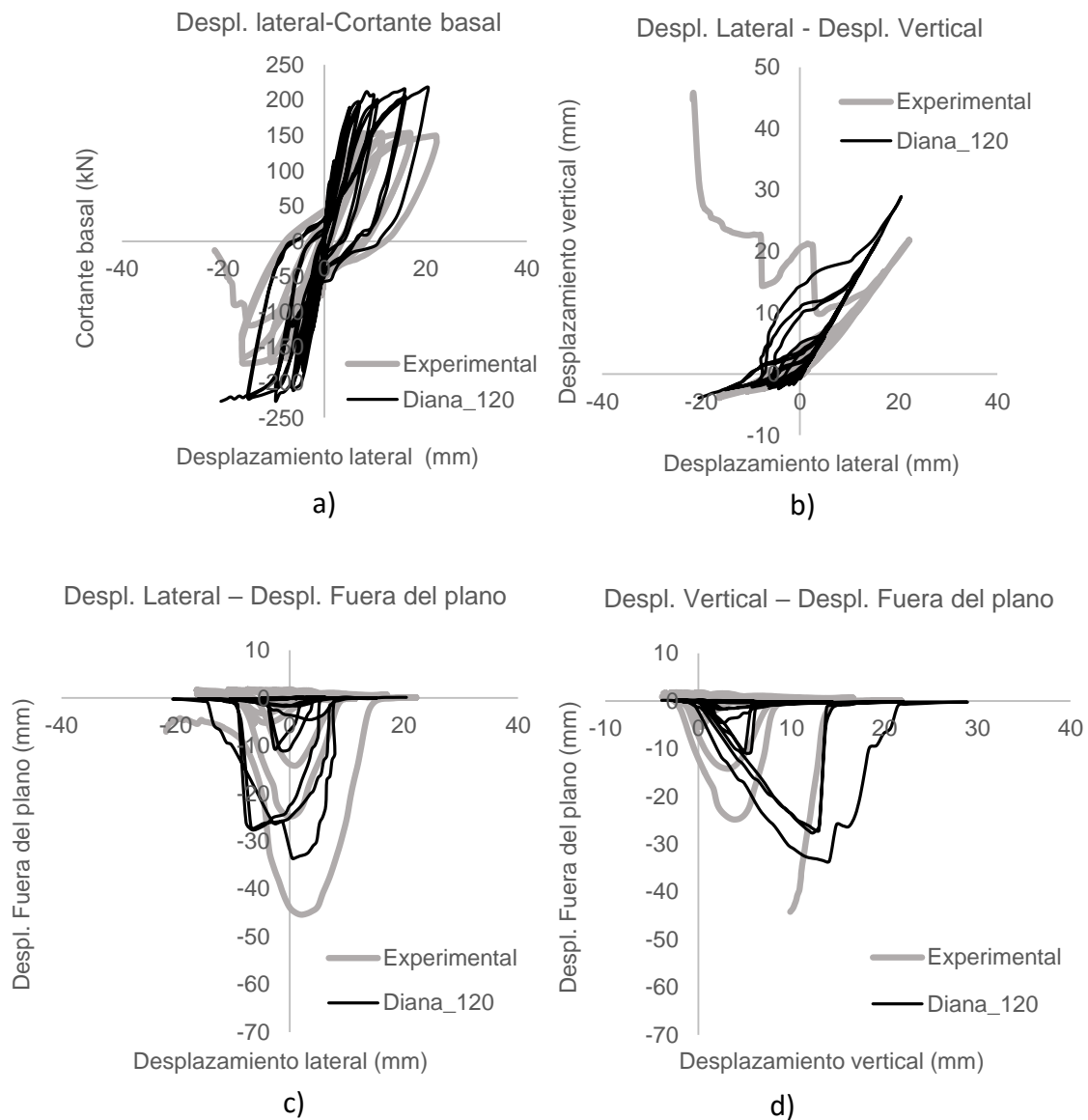


Figura 5-26. En a) Relación entre el cortante basal y el desplazamiento, b) Relación entre desplazamientos horizontales y verticales, c) y d) Relación entre desplazamientos fuera del plano y desplazamiento horizontales y verticales respectivamente, TW1 con espesor $t_w = 120mm$.

La Figura 5-27 muestra los resultados alcanzados para el muro con espesor de alma $t_w = 150mm$.

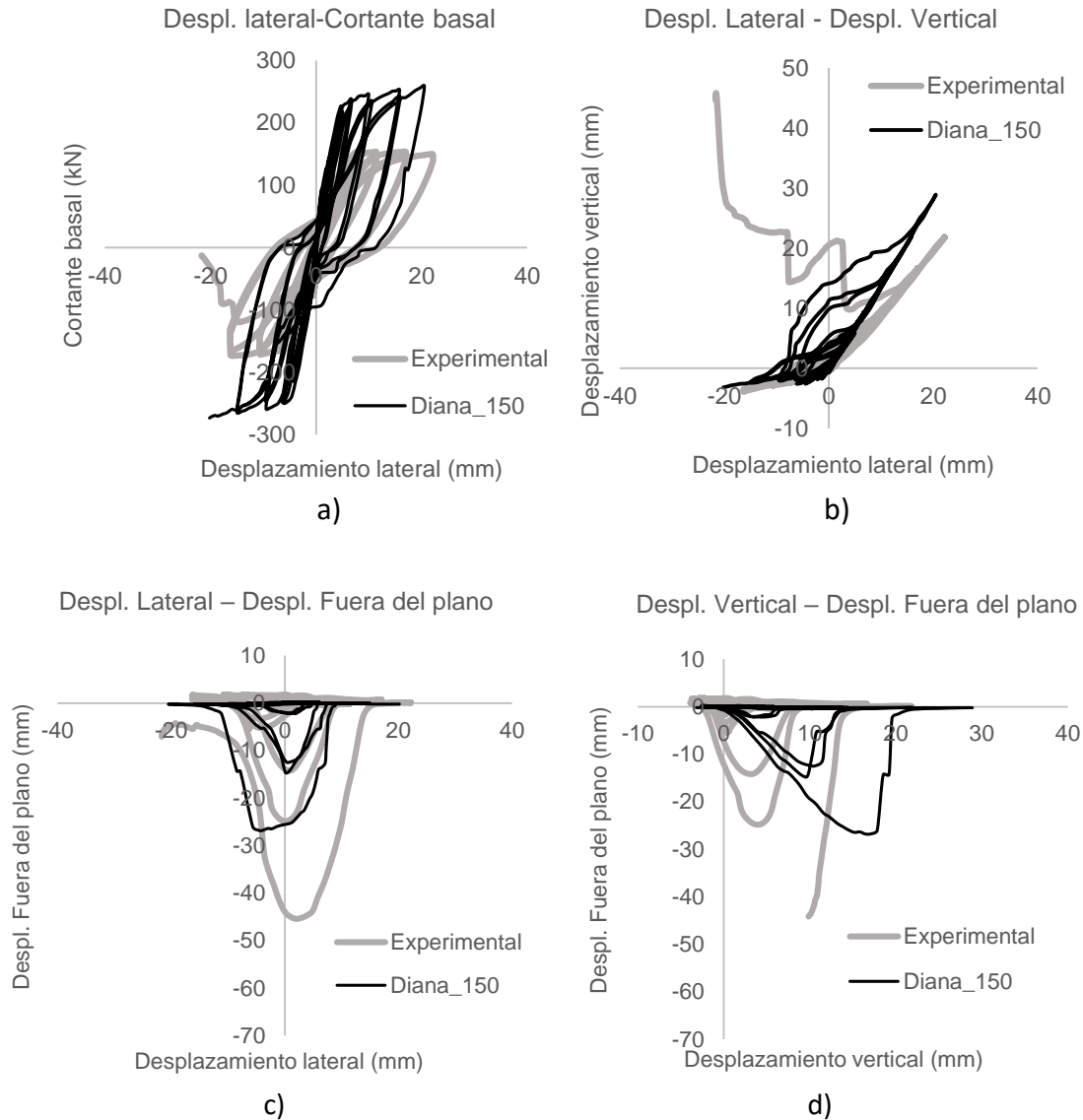


Figura 5-27. En a) Relación entre el cortante basal y el desplazamiento, b) Relación entre desplazamientos horizontales y verticales, c) y d) Relación entre desplazamientos fuera del plano y desplazamiento horizontales y verticales respectivamente, TW1 con espesor $t_w = 150mm$.

Desde la Figura 5-25 hasta la Figura 5-27 se muestran los resultados experimentales del modelo inicial de espesor en el alma de 80 mm en comparación con la respuesta numérica de otros modelos con diferentes espesores. Evidentemente, la modificación de espesor condujo a mayor capacidad del muro TW1, como se muestra en todas las figuras de cortante en la base versus desplazamiento.

En cuanto a la relación entre el desplazamiento lateral y el vertical, se aprecia un pronunciamiento mayor en el desplazamiento vertical que en el lateral. Esta interacción entre ambos desplazamientos a medida que se incrementa el espesor el muro pierde su linealidad, en comparación con el espécimen inicial.

Las Figura 5-25c, Figura 5-26c y Figura 5-27c que relacionan los desplazamientos fuera del plano con los desplazamientos horizontales y verticales para cada muro. Para un espesor de 100 mm bajo las condiciones iniciales del espécimen TW1, no se observó la recuperación adecuada para una falla por pandeo lateral fuera del plano debido a que las deformaciones axiales fueron considerables. Analizando la respuesta del modelo numérico con espesor de 120 mm se aprecia que el muro logró pobremente evitar la falla de inestabilidad lateral. En el modelo con espesor de 150 mm, se observó la respuesta más estable debido a que presentó una recuperación adecuada de las deformaciones fuera del plano para el protocolo de desplazamientos asignado.

Con base en lo anteriormente mencionado, si bien los especímenes de 120 mm y 150 mm de espesor en el alma no mostraron pandeo lateral fuera del plano, es claro que este último mostró una respuesta más estable. El espesor adecuado para evitar pandeo lateral fuera del plano bajo condiciones originales del ensayo corresponde a 150 mm debido a que las deformaciones axiales experimentadas por el elemento de borde en el extremo del alma fueron tolerables para el muro.

Por último, se realizaron modelaciones con muros de espesores de 80 mm, 100 mm, 120 mm y 150 mm de espesor variando la cuantía del elemento del borde en el alma. Adicionalmente, para estas modelaciones se incrementó el protocolo de desplazamiento hasta alcanzar derivas del $\pm 2\%$. En la Figura 5-28 se muestran los especímenes que presentaron pandeo lateral fuera del plano para

distintos niveles de cuantía. En la Figura 5-29 se muestra la gráficamente una superficie de falla generada por la información presentada en Figura 5-28. la cuantía necesaria para ocasionar el pandeo del muro de 150 mm es aproximadamente 0.12.

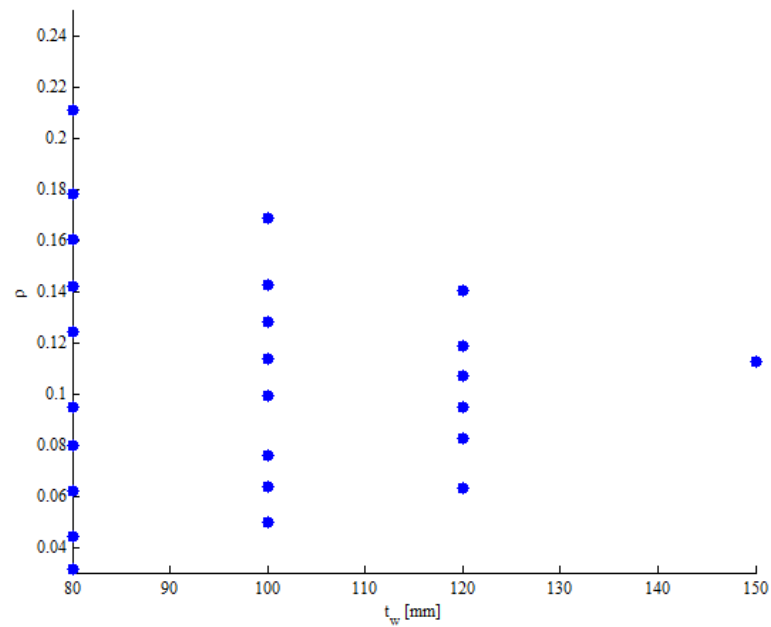


Figura 5-28. En a) Diagrama de dispersión con cuantías de falla vs espesor de muros

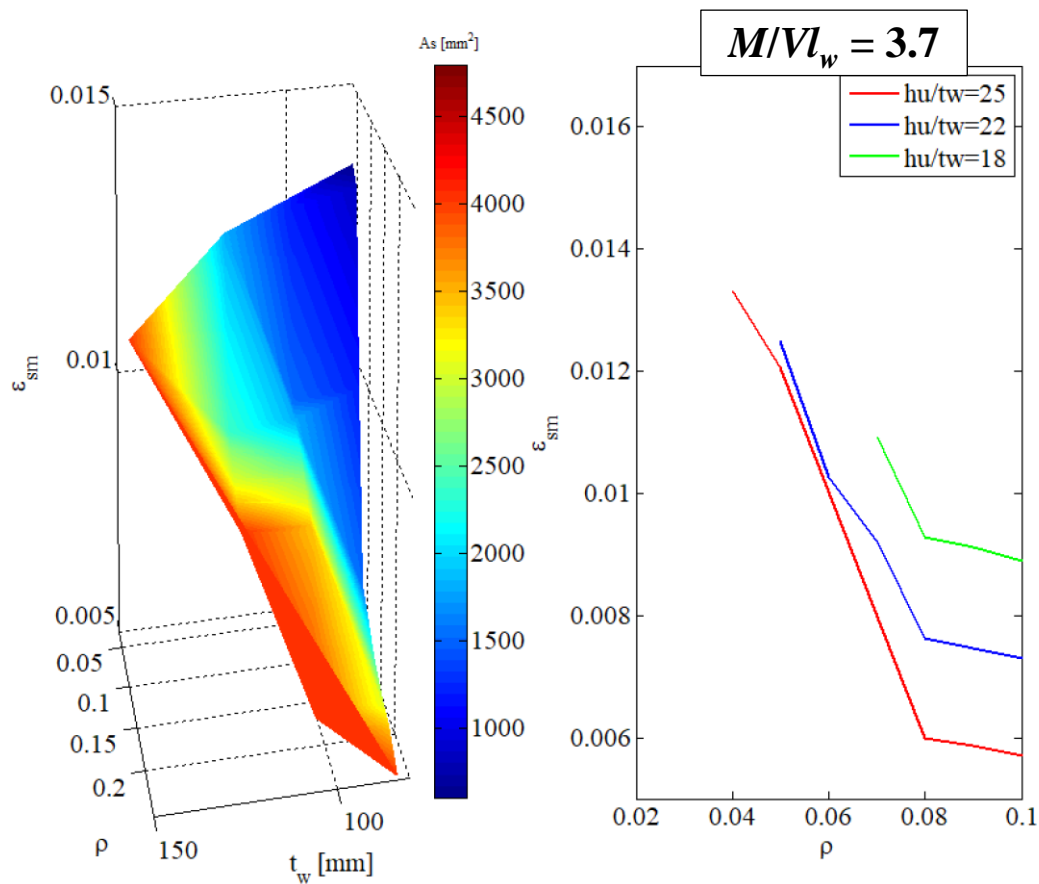


Figura 5-29. Superficie de falla y deformación unitaria versus cuantía de refuerzo.

En la Figura 5-29 se muestran los niveles de deformación unitaria vertical en el elemento de borde para los muros que presentaron pandeo fuera del plano. Mediante una función de interpolación implementada en Matlab se estimó la respuesta de muros con espesores intermedios de 90 mm y 110 mm. Nuevamente se observa que a medida que se incrementan las cuantías de refuerzo, se requiere menos deformación unitaria para presentar este modo de falla. La Figura 5-29 muestra que en cuantías menores al 8% las deformaciones unitarias en función de la cuantía pueden decrecer notablemente. Cuantías de refuerzo mayores a este límite presentan una pendiente considerablemente menor, sin embargo, es claro tales cantidades de refuerzo son físicamente improbables.

6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES A INVESTIGACIONES A FUTURO

Este documento ha tratado la modelación numérica de muros esbeltos de concreto reforzado bajo modelos de agrietamiento distribuido, mediante la formulación de modelos ángulo de grieta fijo o rotante (*fixed and rotating crack models*).

Todos los elementos estudiados han sido evaluados con modelos cuya respuesta no lineal está definida desde el material. En el concreto se han establecido parámetros tanto lineales como no lineales. En estos últimos se incluye la energía de fractura y el uso de los modelos parabólicos y Hordijk para definir la respuesta a compresión y tracción, respectivamente. Para el acero de refuerzo, fue requerida la implementación de los modelos de Menegotto and Pinto y Monti Nuti, debido al uso de protocolos cíclicos de desplazamiento. La respuesta de los muros de concreto y de los demás elementos modelados fue posible en parte por la definición adecuada de parámetros y por la experimentación de los modelos de definición de los materiales en los cuales se seleccionaron aquellos que alcanzaron el mejor ajuste posible.

Las modelaciones con elementos finitos permitieron conocer y evaluar el patrón de agrietamiento. En el concreto se observó que mayores niveles de esfuerzos a tensión eran congruentes con el nivel de agrietamiento. Acorde con esto, en los intersticios de las grietas, el acero de refuerzo mostró incrementos de esfuerzos. Lo anteriormente dicho, es una clara aplicación de la teoría modificada del campo de compresión.

Los modelos 2D desarrollados mostraron congruencia con los datos experimentales y permitieron la calibración de los modelos numéricos. En ambos muros con relación M/Vl_w característicos de fallas por flexión y cortante, respectivamente, la respuesta global pudo ser capturada por las modelaciones numéricas. En detalle, la curva esfuerzo deformación y los perfiles verticales de desplazamiento en altura mostraron resultados razonables con los datos experimentales. Algunas discrepancias fueron obtenidas en el perfil de deformaciones unitarias en la base. Para el muro de cortante SP4 las modelaciones presentaron una subestimación de valores mientras que para el modelo a flexión RW2

la respuesta fue sobrestimada. Estos valores pudieron verse afectados por las condiciones de frontera aplicadas en la base del muro, donde estuvo aplicado el apoyo.

Las modelaciones en 3D permitieron estudiar el pandeo lateral fuera del plano como otro modo de falla posible en muros. La evaluación numérica de los elementos columnares desarrollados por Chai & Elayer, (2000) permitieron corroborar la importancia de las deformaciones axiales como un factor detonante del pandeo lateral en los elementos de borde. La variación de la cuantía y las relaciones de esbeltez modeladas en los especímenes indica que a mayores cantidades de refuerzo longitudinal se requieren menos deformación unitaria para lograr el pandeo del elemento.

El estudio de los elementos columnares independientes descritos en el párrafo anterior fue fundamental para estimar el comportamiento del elemento de borde en el alma del muro TW1. Bajo las condiciones reportadas en el ensayo, el espécimen fue modelado numéricamente con resultados bastante razonables. El pandeo lateral del elemento de borde como modo de falla fue alcanzado en el ciclo en el último ciclo luego de alcanzar deformaciones verticales cercanas a las reportadas para ocasionar la falla del muro. Posteriormente, el espécimen TW1 es modificado en su espesor del alma para evaluar el comportamiento y determinar un valor que permite que se evite el pandeo lateral como modo de falla. Los resultados mostraron que bajo las condiciones iniciales de las modelaciones, 120 mm se concibe como el espesor mínimo que permite que el muro recupere su deformación fuera del plano. Basado los resultados desarrollados y citados en el presente documento, el pandeo lateral fuera del plano como modo de falla posible en muros delgados de concretos reforzado puede evitarse considerando variaciones en el espesor de alma y no incrementos de los niveles de cuantía, como se ha mostrado en el capítulo 5.

Para futuras investigaciones es recomendable ahondar en detalle la afectación de parámetros de relacionados con condiciones de frontera y calibración de parámetros de materiales. Durante la investigación pudo observarse que algunos de estos naturalmente tienden a ser más sensitivos. Las modelaciones analíticas de elementos independientes permiten interpretar su comportamiento bajo distintas condiciones y analizar su modo de falla. Como se ha observado, a nivel de literatura es claro que bajo distintas metodologías las modelaciones han podido capturar fenómenos de flexión, cortante,

interacciones entre ambos e incluso recientemente modelaciones fuera del plano. Sin embargo, es pertinente implementar una metodología que permita evaluar la influencia de otros elementos y su respuesta en la interacción con otros muros, incluso protocolos de desplazamientos bidireccionales.

7 REFERENCIAS

-
- Anh Tran, T. (2012). *Experimental and Analytical Studies of Moderate Aspect Ratio Reinforced Concrete Structural Walls*. University of California.
- Bahn, B. Y., & Hsu, T. T. C. (1998). Stress-Strain Behavior of Concrete under Cyclic Loading. *ACI Materials Journals*.
- Cervera, M., & Chiumenti, M. (2006). Smeared crack approach : back to the original track, (December 2005), 1173–1199. <http://doi.org/10.1002/nag.518>
- Chai, Y. H., & Elayer, D. T. (2000). Lateral Stability of Reinforced Concrete Columns under Axial Reversed Cyclic Tension and Compression, (96), 1–10.
- Collins, M., & Mitchell, D. (1980). Shear and torsion design of prestressed and non-prestressed concrete beams. *PCI Journal*, 25(5), 32–100.
- ComiteEuro-International du Beton. (1990). CEB-FIB model code 1990. London.
- Dashti, F., Dhakal, R., & Pampanin, S. (2015). Development of out-of-plane instability in rectangular RC structural walls, (April).
- Dashti, F., Dhakal, R., & Pampanin, S. (2014a). Numerical simulation of shear wall failure mechanisms, (July 2015).
- Dashti, F., Dhakal, R., & Pampanin, S. (2014b). Simulation of out-of-plane instability in rectangular rc structural walls, (August).
- Dhakal, P. R., & Maekawa, K. (2002). Path-dependent cyclic stress – strain relationship of reinforcing bar including buckling. *Engineering Structures*, 24, 1383–1396.
- Feenstra, P. H. (1993). *Computacional aspects of biaxial stress in plain and reinforced concrete*.
- Filippou, F. C., Popov, E. P., & Bertero, V. V. (1983). EFFECTS OF BOND DETERIORATION ON HYSTERETIC BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE JOINTS. *Report to the National Science Foundation*, (August).
- Ghobarah, A., & Youssef, M. (1999). Modelling of reinforced concrete structural walls. *Engineering Structures*, 21, 912–923.
- Hillerborg, A. (1984). Numerical methods to simulate softening and fracture of concrete. *Fracture Mechanics of Concrete: Structural Application and Numerical Calculation*, 141–170.
- Hillerborg, A., Modéer, M., & Peterson, P. (1976). Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research*, 6, 773–782.
- Hordijk, D. A. (1991). *Local Approach to Fatigue of Concrete*. Delft University.
- Hsu, T. T. C., Slate, F. O., Sturman, G. M., & Winter, G. (1963). Microcracking of plain concrete and the shape of the stress-strain curve. *ACI Journal*, 60(14), 209–224.
-

- Jansen, D. C., & Shah, S. P. (1987). EFFECT OF LENGTH ON COMPRESSIVE STRAIN SOFTENING OF CONCRETE, 2.
- Jimenez, L. (2016). *Seismic assessment of singly reinforced concrete (RC) thin walls for buildings cast-in-situ located in zones of high seismicity in Colombia*. Universidad del Valle.
- Jünemann, R., de la Llera, J. C., & Hube, M. A. (2017). ANALYTICAL METHODS TO ASSESS THE COLLAPSE AND DAMAGE OF REINFORCED CONCRETE WALLS, 12.
- Kolozvari, K., Tran, T., Wallace, J., & Orakcal, K. (2012). Modeling of cyclic shear-flexure interaction in reinforced concrete structural walls. *15 WCEE*, 10.
- Lowes, L. N. (1999). *Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Beam-Column Bridge Connections*. University of California, Berkeley.
- Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114, 1804–1826.
- Massone, L. (2006). *RC wall shear-flexure interaction: Analytical and experimental responses*. University of California, Los Angeles.
- Massone, L. M., & Wallace, J. W. (2004). Load-Deformation Responses of Slender Reinforced Concrete Walls. *ACI Structural Journal*, (January 2004). <http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.02.050>
- McKenna, F., Fenves, G. L., Scott, M. H., & Jeremic, B. (2000). Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees). Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- Menegotto, M., & Pinto, P. (1973). Method of Analysis for Cyclically Loaded Reinforced Concrete Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-elastic Behavior of Elements Under Combined Normal Force and Bending. In *IABSE Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads*. Lisboa.
- Mikame, A., Uchida, K., & Noguchi, H. (1991). A study of compressive deterioration of cracked concrete. *Proceedings International Workshop on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete*.
- Moehle, J. (2014). *Seismic design of reinforced concrete buildings*. (M. H. Professional, Ed.).
- Monti, B. G., & Nuti, C. (1993). Nonlinear cyclic behavior of reinforcing bars including buckling. *Journal of Structural Engineering*, 118(12), 3268–3284.
- Orakcal, K., Wallace, J., & Conte, J. (2004). Nonlinear modeling and analysis of slender reinforced concrete walls. *ACI Structural Journal*, 101(5), 688–698.
- Orakcal, K., & Wallace, J. W. (2002). NONLINEAR MODELING OF RC AND SRC STRUCTURAL WALLS. In *Proceedings of the 7th US National Conference on Earthquake Engineering*. Boston, Massachusetts.
- Parra, P. (2015). *Stability of Reinforced Concrete Wall Boundaries*. University of California, Berkeley.

- Prota, A., Cicco, F. De, Cosenza, E., Prota, A., & Cicco, F. D. E. (2017). Cyclic Behavior of Smooth Steel Reinforcing Bars : Experimental Analysis and Modeling Issues Cyclic Behavior of Smooth Steel Reinforcing Bars : Experimental Analysis and Modeling Issues, 2469(August). <http://doi.org/10.1080/13632460902837686>
- Rosso, A., Almeida, J. P., & Beyer, K. (2015). Stability of thin reinforced concrete wall under cyclic loads : state-of-the-art and new experimental findings. *Bull Earthquake Eng*, 30. <http://doi.org/10.1007/s10518-015-9827-x>
- Rosso, A., Jimenez, L., Almeida, J., Guerrero, A., Blandón, C., Bonett, R., & Beyer, K. (2017). Cyclic tensile-compressive tests on thin concrete boundary elements with a single layer of reinforcement prone to out-of-plane instability, 1–29. <http://doi.org/10.1007/s10518-017-0228-1>
- Rots, J. G. (1988). *Computacional Modeling of Concrete Fracture*. Delft University.
- Rots, J. G. (1989). Crack models for concrete: Discrete or smeared? Fixed, Multidirectional, or Rotating? *Heron*. Netherlands.
- Rots, J. G., Nauta, P., Kusters, G. M. A., & Blaauwendraad, J. (1985). Smeared Crack Approach and Fracture Localization in Concrete. *Heron*, 30.
- Saghaeian, O., & Nategui, F. (2014). Comparison of using different modeling techniques on prediction of the nonlinear behavior of r/c shear walls. *International Journal of Engineering*, 27(2), 269–282. <http://doi.org/10.5829/idosi.ije.2014.27.02b.11>
- Salát, Z. (2015). *Numerical Modelling of Out-of-Plane Behavior of Masonry Members*. Technical University of Catalonia.
- Schreppers, G. (2016). *Validation report Maekawa-Fukuura model and Cracked Concrete curves in Total Strain Crack model in DIANA*. Netherlands.
- Schreppers, G. M. A., Garofano, A., Messali, F., & Rots, J. G. (2017). *DIANA Validation report for Masonry modelling*. Netherlands.
- Shirai, N., & Noguchi, H. (1989). Compressive deterioration of cracked concrete. *Structural Design, Analysis and Testing*, 1–10.
- Stanton, J. F., & McNiven, H. (1979). THE DEVELOPMENT OF A MATHEMATICAL MODEL TO PREDICT THE FLEXURAL RESPONSE OF REINFORCED CONCRETE BEAMS TO CYCLIC LOADS, USING SYSTEM IDENTIFICATION, (January).
- Thomsen, J., & Wallace, J. (1995). *Displacement-Based Design of RC Structural Walls: An Experimental Investigation of Walls with Rectangular And T-Shaped Cross-Sections*.
- TNO DIANA. (2017). DIANA. DIANA FEA BV Manual del usuario 10.1.
- Vecchio, F. (1989). Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete membranes. *ACI Structural Journal*,

10.

Vecchio, F., & Collins, M. (1986). The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. *ACI Journal*, 219–231.

Vecchio, F., & Collins, M. (1988). Predicting the response of reinforced concrete beams subjected to shear using modified compression field theory. *ACI Structural Journal*, 85, 1–11.

Vecchio, F. J., & Collins, M. P. (1993). Compression Response of Cracked Reinforced Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 119, 3590–3610.

Vonk, R. A. (1992). Softening of concrete loaded in compression. <http://doi.org/10.6100/IR375705>

Vulcano, A., Bertero, V., & Colotti, V. (1988). Analytical modeling of RC structural walls. *Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering*, 6, 41–46.